



Aalto-yliopisto
Insinöörیتieteiden
korkeakoulu

Mikko Riikonen

Telimassojen korottamisen vaikutus tierakenteen vasteisiin – laskennallinen tarkastelu

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 31.01.2014

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: DI Sami Petäjä

Tekijä Mikko Riikonen

Työn nimi Telimassojen korottamisen vaikutus tierakenteen vasteisiin – laskennallinen tarkastelu

Laitos Rakennustekniikan laitos

Professuuri Pohjarakennus ja maamekaniikka

Professuurikoodi Rak-50

Työn valvoja Professori Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaaja DI Sami Petäjä, Liikennevirasto

Päivämäärä 31.01.2014

Sivumäärä 132 + 36

Kieli suomi

Tiivistelmä

Tierakenteet altistuvat käyttöikänsä aikana useille erilaisille rasituksille, joista keskeisiä on raskaiden ajoneuvojen aiheuttama liikennekuormitus. Liikennekuormituksen tierakenteeseen aiheuttamien kuormitusvasteiden osalta ratkaisevassa asemassa on puolestaan ajoneuvon massa ja sen jakautuminen ajoneuvon akselille sekä renkaille. Suurimmat Suomessa sallitut raskaiden ajoneuvojen akseli-, teli- ja kokonaismassat on määriteltä asetuksessa ajoneuvojen käytöstä tiellä. Vuoden 2013 lokakuussa astui voimaan asetusmuutos, jolla näitä suurimpia sallittuja massoja korotettiin. Samalla määriteltiin uusia reunaehtoja kuten paripyörävaatimus, joilla suurempien massojen aiheuttamia kuormitusvaikutuksia pyrittiin lieventämään.

Tämän työn tavoitteena oli tutkia laskennallisesti Plaxis 3D-elementtilaskentaohjelmalla mallintamalla miten suuremmat kokonaismassat vaikuttavat tierakenteen vasteisiin eli jännityksiin, muodonmuutoksiin ja siirtymiin tierakenteessa. Tarkastelujen painopiste oli kaksi- ja kolmiakselisen telin tarkastelussa, mutta työssä tutkittiin myös ajoneuvoyhdistelmien kokonaisvaikutusta tierakenteeseen. Tierakenteista tarkasteltiin pehmeikölle perustettua alempiluokkaista tieverkkoa, tavanomaista tieverkkoa sekä korkealuokkaista tieverkkoa edustavaa mallirakennetta. Suuremman sallitun massan lisäksi tarkasteltiin ylikuorman, epätasaisesti jakautuneen kuorman, akselivälin, rengaspaineiden, päällysteen jäykkyyden, kerrospaksuuksien sekä pohjavedenpinnan korkeuden vaikutusta.

Mallinnukset osoittivat, että kokonaismassojen kasvaminen lisää erityisesti tierakenteen alaosaan sekä pohjamaahan kohdistuvia rasituksia sekä kasvattaa tierakenteen pystysuuntaista siirtymää. Kuormitusvaikutusten lisääntyminen koskettaa erityisesti ohutpäällysteisiä alemman tieverkon teitä. Kokonaismassojen kasvamisen arvioitiin lisäävän erityisesti pehmeikölle perustettujen, kokonaispaksuuksiltaan ohuiden sekä esimerkiksi kevytsoralla kevennettyjen rakenteiden vaurioitumista. Myös väsymisvauriot tulevat todennäköisesti lisääntymään suurempien kokonaismassojen myötä. Tutkimus osoitti, että ajoneuvolla on erityisesti tierakenteen alaosaan sekä pohjamaan muodonmuutosten ja siirtymien kannalta kokonaisvaikutus vedellä kyllästyneen koheesiopohjamaan tapauksessa. Yksittäispyörien korvaaminen paripyörillä näyttää tutkimuksen perusteella vähentävän erityisesti ohutpäällysteisten tierakenteiden yläosiin kohdistuvia rasituksia. Kerrospaksuuksien kasvattaminen, jäykempi päällystekerros, ylikuormattujen ajoneuvojen poistaminen liikenteestä, toimiva kuivatus, optimaalisesti telirakenteelle jaettu kuorma, pienemmät rengaspaineet sekä pidempi akseliväli havaittiin tekijöiksi, joilla tierakenteen rasituksia voitaisiin vähentää.

Avainsanat ajoneuvokuorma, tierakenne, vaste, mallinnus, Plaxis, asetusmuutos 2013



Author Mikko Riikonen

Title of thesis A modelling study on the effects of raising axle group masses on road structure responses

Department Civil and Structural Engineering

Professorship Soil Mechanics and Foundation Engineering

Code of professorship Rak-50

Thesis supervisor Professor Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisor M.Sc. Sami Petäjä

Date 31.01.2014

Number of pages 132 + 36

Language Finnish

Abstract

Amongst all the loads that a road structure confronts during its life cycle, traffic loading caused by heavy vehicles is one of the most significant. The mass of a heavy vehicle and how it is divided among the axles and the wheels is in a key role in what comes to the loading responses of the road. The largest axle, axle group and vehicle masses allowed in Finland are defined in the decree on the use of vehicles on the road. A new version of the decree that allows larger vehicle and axle group masses came into effect in October 2013. The new decree also introduced new requirements like the use of dual wheels, which are intended to alleviate the loading effects caused by heavier vehicles.

The aim of this master's thesis was to study by the means of modelling with the Plaxis 3D FEM-programme how the heavier vehicles and axle groups affect the responses like stresses, strains and displacements of a road structure. The emphasis of this study was on the effects of axle groups of two or three axles, but also the general effect of articulated vehicles was investigated. Three road structures founded on clay were examined: one corresponding to a lower grade road, one corresponding to a usual road and one corresponding to a higher grade road. In addition to the effects caused by heavier allowed load also the effects of overload, unevenly distributed load, axle spacing, tire pressure, stiffness of the surfacing layer, layer thickness and the height of the ground water table were investigated.

The study showed that the larger masses induce larger stresses, strains and displacements especially to the subbase and the subgrade soil. The larger loading responses concern particularly lower grade roads with a thin surfacing layer. The heavier masses were evaluated to intensify the damaging of especially roads founded on soft soils, roads with small total layer thickness and roads with light weight materials. Also fatigue damage is likely to become more common with the heavier loads. The study showed that articulated vehicles have a total effect on the strains and displacements of the subbase and the subgrade soil in the case of a road founded on saturated soft soil. Based on the modelling it seems that replacing the single wheels with dual wheels reduces the stresses and strains in the top part of a road with thin surfacing layer. Larger layer thicknesses, stiffer surfacing layer, elimination of overloaded vehicles, functioning drainage, optimally divided axle group load, smaller tire pressures and longer axle spacings were found to be factors that could reduce the stresses, strains and displacements that the road confronts.

Keywords vehicle load, road structure, response, modelling, Plaxis, regulation 2013

Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Aalto-yliopiston insinööritieteiden korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan tutkimusryhmässä. Työn tilasi ja rahoitti Liikennevirasto, jota kiitän mahdollisuudesta tehdä diplomityö ajankohtaisesta ja haastavasta aiheesta.

Työtä valvoi professori Leena Korkiala-Tanttu, jota haluan kiittää työn tarkastamisesta sekä kaikista neuvoista ja kommentteista työn aikana. Kiitokseni haluan myös esittää työtä kommentoineelle ja ohjanneelle Liikenneviraston ohjausryhmälle, johon kuuluivat työn ohjaajan Sami Petäjän lisäksi myös Kari Lehtonen, Katri Eskola, Panu Tolla sekä Pentti Salo. Pohjarakennuksen ja maamekaniikan tutkimusryhmän henkilökuntaa sekä muita diplomityöntekijöitä haluan kiittää hyvästä ja eteenpäin kannustavasta työilmapiiristä. Kiitokset kuuluvat myös Olavi H. Koskiselle raskaiden ajoneuvojen mittatiedoista sekä TTY:n Antti Kalliaiselle mallinnukseen liittyvistä neuvoista.

Lopuksi haluan osoittaa kiitokseni läheisilleni kaikesta tuesta sekä kannustuksesta opintojeni aikana sekä erityiskiitokseni kihlatulleni Marikalle – ihan kaikesta.

Espoossa 31.01.2014

Mikko Riikonen

Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	5
Lyhenteet	7
Merkinnät	8
1. Johdanto	10
1.1 Työn tausta	10
1.2 Tutkimuksen tavoite	11
1.3 Tutkimuksen rajaukset	12
2 Liikenne tierakenteen kuormana	13
2.1 Staattinen ja dynaaminen liikennekuormitus	13
2.2 Liikennekuormituksen välittyminen tiehen	16
2.3 Liikennekuormitukseen vaikuttavat tekijät	18
2.3.1 Ajoneuvotyypit	18
2.3.2 Aiemmin sallitut enimmäismassat ja massat käytännössä	19
2.3.3 Asetusmuutos kokonaismassojen korottamisesta	22
2.3.4 Akseliston ja jousituksen vaikutus	23
2.3.5 Rengastuksen ja rengaspaineen vaikutus	27
2.3.6 Säädetty rengaspainejärjestelmä	32
2.3.7 Nopeuden vaikutus	34
3 Liikennekuormasta aiheutuvat jännitykset ja vauriot joustavassa tierakenteessa	37
3.1 Tyypillinen kerroksellisen, joustavan tien rakenne	37
3.2 Liikennekuorman aiheuttamat jännitykset tierakenteessa	38
3.3 Tierakenteen vaurioituminen ja liikennekuormitus	41
3.3.1 Yleistä	41
3.3.2 Halkeamat	42
3.3.3 Epätasaisuus	46
3.3.4 Hajoamisvauriot	47
3.4 Tierakenteen kuormituskäyttäytyminen ja mekaaniset ominaisuudet	49
3.4.1 Kuormituskäyttäytymisestä yleisesti	49
3.4.2 Bitumilla sidotut kerrokset	50
3.4.3 Sitomattomat kerrokset	53
3.4.4 Alusrakenne	56
3.4.5 Materiaaliominaisuuksien merkitys	58
3.4.6 Rakenneominaisuuksien merkitys	59
3.4.7 Ympäristöolosuhteiden merkitys	59
4 Liikennekuormituksen mittaustekniikka	63
4.1 Liikenteen kuormitusvaikutusten määrittämismenetelmät	63
4.1.1 Koetiekoe	63
4.1.2 Koeratakoe	63
4.1.3 Jännitys- ja muodonmuutosmenetelmä eli vastemenetelmä	64
4.2 Ajoneuvojen punnitseminen	65
4.2.1 Staattinen punnitseminen	65
4.2.2 Weigh in motion –mittaustekniikka	65

4.3	Esimerkki paineantureihin perustuvasta mittausjärjestelmästä	69
5	Liikennekuormituksen aiheuttamien vasteiden laskennallinen käsittely	71
5.1	Yleistä	71
5.2	Vasteiden laskenta lineaariseen elastisuuteen perustuvilla menetelmillä	72
5.2.1	Homogeeninen rakenne, Boussinesqin menetelmä	72
5.2.2	Monikerrosrakenne, Burmisterin menetelmä	74
5.3	Likimääräisen jännitystilän laskenta 2:1 –menetelmällä	75
5.3.1	2:1 –menetelmä	75
5.3.2	Liikennekuormitus tiepenkereessä Liikenneviraston ohjeiden mukaan ...	76
5.4	Tierakenteen vaurioitumista ja käyttöikää kuvaavat laskentamenetelmät	80
5.4.1	Kuormitusvastaavuus ja kuormituskertaluku	80
5.4.2	Palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen	81
5.4.3	Tierakenteen käyttöiän ennustaminen	82
5.5	Vasteiden mallintaminen Plaxis elementtilaskentaohjelmalla	83
5.5.1	Taustaa	83
5.5.2	Laskentatapavaihtoehtot Plaxis 2D:ssä ja 3D:ssä	84
5.5.3	Linear elastic –materiaalimalli	85
5.5.4	Hardening soil –materiaalimalli	86
6	Asetusmuutoksen vaikutusten laskennallinen tutkimus	88
6.1	Tutkittavat tierakenteet	88
6.2	Laskentaparametrit	89
6.3	Laskennassa käytettävät ajoneuvo- ja telityypit	90
6.4	Muut laskennassa käytettävät oletukset	90
6.5	Mallinnuksen kulku	91
6.6	Mallin toiminnan verifiointi	92
7	Tutkimustulokset	96
7.1	Yksittäisestä ajoneuvosta aiheutuvat vasteet	96
7.2	Yksittäisestä telirakenteesta aiheutuvat vasteet	99
7.2.1	Ylikuorman vaikutus	104
7.2.2	Epätasaisesti jakautuneen kuorman vaikutus	106
7.2.3	Akselivälin vaikutus	108
7.2.4	Rengaspaineiden vaikutus	110
7.2.5	Materiaaliparametrien vaikutus	112
7.2.6	Rakennekerrosten paksuuden vaikutus	115
7.2.7	Olosuhdeparametrien vaikutus	117
7.2.8	Yhteenveto tuloksista	119
7.3	Luotettavuusanalyysi	121
8	Johtopäätökset ja suositukset	122
	Lähdeluettelo	126
	Liiteluettelo	132
	Liitteet	

Lyhenteet

AASHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AB	Asfalttibetoni
COST	European Co-operation in Science and Technology
CTI	Central tyre inflation system
FEM	Finiittielementtimenetelmä
HVS	Heavy vehicle simulator
IRI	International roughness index
KKL	Kuormituskertaluku
KVL	Keskimääräinen vuorokausiliikenne
LM1	Kuormakaavio LM1
OECD	Organisation for Economic Co-operation and Development
RIL	Suomen Rakennusinsinöörien Liitto
SFS	Suomen Standardisoimisliitto
SKAL	Suomen kuljetus ja logistiikka ry
SVT	Suomen virallinen tilasto - Tilastokeskus
TPC	Tyre pressure control system
VTT	Teknologian tutkimuskeskus
WIM	Weigh in motion
0,4AB	Alempaa tieverkkoa edustava tierakenne
0,8AB	Tavanomaista tieverkkoa edustava tierakenne
10,0AB	Korkealuokkaista tieverkkoa edustava tierakenne

Merkinnot

B	[m]	kuormitusalueen sivun pituus (kaava 16) tai kuormitusalueen lyhyemmän sivun pituus (kaava 17)
E	[MPa]	kimmomoduuli
E_{oed}	[MPa]	ödometrikokeen avulla määritetty tangentialmoduuli
E_{ur}	[MPa]	kuormituksen palautumis-/toistovaiheen moduuli
E_{50}	[MPa]	avoimen kolmiakselialikokeen avulla määritetty sekanttimoduuli
E	-	akselikuormituksen ekvivalenttikerroin (kaava 18)
K	-	sallittu kuormituskertaluku
$K A_{\text{MUU}}$	-	muiden raskaiden ajoneuvojen lukumäärä vuorokaudessa
$K A_{\text{YHD}}$	-	ajoneuvoyhdistelmien lukumäärä vuorokaudessa
$K K L_{\text{KAISTA}}$	-	kaistakohtainen kuormituskertaluku
K_0	-	lepopaine kerroin
L	[kPa]	liikkuvan kuorman intensiteetti tarkastelupisteen suhteen (kaava 4)
L	[m]	kuormitusalueen pidemmän sivun pituus (kaava 17)
L	-	kaistan leveyskerroin (kaava 19)
M_r	[MPa]	jäännösmoduuli (kaava 6)
N	-	kuormituskertojen lukumäärä
N_i	-	kuorman P_i kuormituskertojen lukumäärä (kaava 1)
N_s	-	standardikuorman P_s kuormituskertojen lukumäärä (kaava 1)
P_i	[kN]	tarkasteltavan kuorman suuruus
P_s	[kN]	standardikuorman suuruus
P_{u_z}	[μ m]	kuormitusvaiheen hetkellinen pystysuuntainen siirtymä
$P \epsilon_{zz}$	-	kuormitusvaiheen suhteellinen pystysuuntainen muodonmuutos
$P \epsilon_{yy}$	-	kuormitusvaiheen suhteellinen vaakasuuntainen muodonmuutos
Q	[kN]	kuormitusalueella vaikuttavan pystykuorman resultantti
S	[MPa]	jäykkyysmoduuli (kaava 5)
T	[°C]	lämpötila (kaava 5)
W_d	[kN]	dynaaminen pyöräkuormitus (kaava 1)
W_s	[kN]	staattinen pyöräkuormitus (kaava 1)
a	[m]	renkaan ja tienpinnan välisen kosketuspinta-alan säde (kaava 3), kuormituslevyn säde (kaavat 8–13)
a, b	-	regressioparametreja (kaava 20)
c	[kPa]	koheesio
d	[s]	kuormitusaika (kaavat 3, 4)
d	[m]	pystysuora taipuma (kaava 13)
k_{at}	-	akselitorakenteen vaikutuksen korjauskerroin
k_{dk}	-	dynaamisen kuormituksen vaikutuksen korjauskerroin
k_{epk}	-	epätasaisen kuormituksen vaikutuksen korjauskerroin
k_{rip}	-	renkaiden ilmanpaineen vaikutuksen korjauskerroin
k_{rt}	-	rengastyypin vaikutuksen korjauskerroin
p'	[kPa]	tehokas hydrostaattinen jännitys
q	[kPa]	liikkuvan kuorman suuruus (kaava 4)

q	[kPa]	deviatorinen jännitys
s	[m/s]	ajoneuvon nopeus (kaava 3)
t	[s]	kuormitusaika (kaava 2), tarkasteluajankohta (kaavat 3, 5)
v	[km/h]	ajoneuvon nopeus (kaava 2)
z	[m]	tarkastelusyvyys
$\Delta \varepsilon_d$	-	palautuva suhteellinen muodonmuutos (kaava 6)
$\Delta \sigma_d$	[kPa]	deviatorisen jännityksen vaihteluväli (kaava 6)
α	-	dynaamisen kuormituksen kerroin
γ	-	kuormitusvaikutuksen voimakkuutta kuvaava kerroin
γ	[kN/m ³]	tilavuuspaino
ε	-	suhteellinen muodonmuutos
ε_r	-	säteittäinen vaakasuora muodonmuutos
ε_t	-	tangentiaalinen vaakasuora muodonmuutos
ε_z	-	pystysuora muodonmuutos
ε_p^I	-	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
ν	-	Poissonin luku
σ	[kPa]	jännitys
σ_r	[kPa]	säteittäinen vaakasuora normaalijännitys
σ_t	[kPa]	tangentiaalinen vaakasuora normaalijännitys
σ_z	[kPa]	pystysuora normaalijännitys
σ_0	[kPa]	kuormituslevyllä vaikuttava tasainen kuormitus
σ'_{zz}	[kPa]	tehokas pystysuuntainen jännitys
τ_{\max}	[kPa]	suurin leikkausjännitys
ψ	[°]	dilataatiokulma
ϕ	[°]	kitkakulma

1. Johdanto

1.1 Työn tausta

Tierakenne altistuu käyttöikänsä aikana jatkuvasti erilaisille rasituksille, joista keskeisin aiheutuu tiellä liikkuvista ajoneuvoista eli liikenteestä. Liikennekuormitus on kuormitustyyppinä hyvin monimutkainen: liikennevirta muodostuu vaihtelevilla nopeuksilla ajavista ajoneuvoista, jotka eroavat toisistaan niin mitoiltaan, massoiltaan kuin teknisiltä ominaisuuksiltaan. Liikenteen aiheuttama kuormitus sykli on ominaisuuksiltaan satunnainen, sillä ajoneuvokuormien suuruus sekä niiden keskinäinen suhde ja kuormitusaikavälit vaihtelevat samallakin tieosalla niin vuorokaudenajoittain, vuodenajoittain kuin vuosittain. Lisäksi liikennekuormitus jakautuu epätasaisesti tien poikkileikkauksessa: ajoneuvojen ajolinjat tyypillisesti keskittyvät ajouriin sitä voimakkaammin, mitä kapeampi tie on. Liikennekuormituksen voidaan ajatella muodostuvan ajoneuvojen painosta aiheutuvasta staattisesta kuormituksesta sekä ajoneuvojen liikkeistä aiheutuvasta dynaamisesta lisäkuormituksesta. Ensin mainittu määräytyy ajoneuvon massan ja sen perusteella, kuinka massa jakautuu jousituksen kautta akseleille, akseleilta renkaille ja renkailta edelleen tienpintaan. Dynaamisen lisäkuormituksen suuruuteen puolestaan vaikuttavat edellä mainittujen lisäksi ajoneuvon tekniset ominaisuudet kuten jousitus sekä ajonopeus ja tienpinnan epätasaisuus. Liikennekuormitukseen vaikuttavista lukuisista tekijöistä johtuen sen realistinen matemaattinen mallintaminen on todellinen haaste. Liikennekuormituksen suuruuden kannalta ajoneuvon massalla ja sen jakautumisella on kuitenkin määrävä vaikutus. Tästä johtuen liikennekuormituksen laskennallisessa käsittelyssä keskitytäänkin tyypillisesti vain raskaisiin ajoneuvoihin, lähinnä kuorma-autoihin, sillä kevyiden ajoneuvojen kuten henkilöautojen kuormitusvaikutus on näihin verrattuna epäoleellinen. (Ehrola 1996, s. 31–33, 38–39, 69–71.)

Liikennekuormitus synnyttää tierakenteeseen monimutkaisen puristus-, leikkaus- ja vetojännityksistä muodostuvan jännitystilan, joka muuttuu jatkuvasti ajoneuvon lähestyessä, ylittäessä ja erkaantuessa tarkastelupisteestä (Doré & Zubeck 2009, s. 43–44). Tierakenteen toiminnan kannalta kriittisimpinä jännityksinä pidetään tyypillisesti vaakasuoraa vetojännitystä sidottujen kerrosten alapinnassa sekä pystysuoraa puristusjännitystä pohjamaan yläpinnassa. Toistuvat veto- ja puristusjännitykset aiheuttavat tierakenteen vaurioitumista: liikennekuormitus aiheuttaa tierakenteeseen erityisesti väsymisvaurioita ja epätasaisuuden kasvamista. (Ehrola 1996, s. 290, 313.) Liikennekuormitus ja ympäristöstä aiheutuvat rasitukset vaikuttavat osittain samanaikaisesti ja toistensa vaikutuksia vahvistaen, eli liikennekuormitus voimistaa ympäristökuormitusten aiheuttamaa vaurioitumista ja päinvastoin. Tierakenteeseen syntyneet vauriot lisäävät ajoneuvojen dynaamisia rasituksia, mikä lisää vaurioitumista entisestään. Vauriot heikentävät tien rakenteellista ja toiminnallista kuntoa, mikä heikentää tien käytettävyyttä ja lisää tienpidon kustannuksia. (Belt ym. 2002, s. 23–24, 61–66.)

Suomessa raskaiden ajoneuvojen suurimmista sallituista akseli-, teli- ja kokonaismassoista säädetään asetuksella ajoneuvojen käytöstä tiellä. Suurimpien sallittujen massojen säätelyllä pyritään ehkäisemään liian suurista kuormituksista aiheutuvaa teiden ja siltojen vaurioitumista, mutta toisaalta siinä myös määritellään raskaiden ajoneuvojen suuruusluokat, joita voidaan hyödyntää teiden ja siltojen suunnittelussa. Aiempi versio asetuksesta oli voimassa vuodesta 1997 vuoteen 2013.

Vuoden 2012 lopussa Liikenne- ja viestintäministeriön ministerityöryhmä teki esityksen raskaan liikenteen kaluston enimmäismassojen ja –mittojen korottamisesta. Korottamisella tavoitellaan Suomen kilpailukyvyn edistämistä, liikenteen ympäristöpäästöjen vähentämistä sekä logistiikkakustannusten alentamista. Asetusmuutokseen sisältyy sekä pysyviä että väliaikaisia korotuksia. (Liikenne- ja viestintäministeriö 2012.) Asetusmuutos hyväksyttiin kesäkuussa 2013 ja se tuli voimaan lokakuussa 2013 (Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta 2013). Asetusmuutos toteutettiin jokseenkin nopealla aikataululla, mutta tieverkon kunnossapitoon ja kehittämiseen osoitetut määrärahat ovat sen sijaan jo 1990-luvulta lähtien noudattaneet laskusuuntaista trendiä samalla kun liikennesuorite on kasvanut tasaisesti ja tieverkon kunto heikentynyt (Tieyhdistys 2012a, Tieyhdistys 2012b).

Vaikka asetusmuutoksella onkin monia logistisia, energiataloudellisia ja muita etuja (Puurunen 2013, s. 5–12), siihen liittyy myös monenlaisia ongelmia ja epävarmuustekijöitä tierakenteiden kestävyys suhteen. Vanhan asetuksen mukaiset enimmäismassat olivat voimassa 16 vuotta, ja nykyiset tierakenteet on pääosin suunniteltu vanhoihin säädöksiin, tutkimuksiin ja menetelmiin nojautuen. Asetusmuutos vaikuttaa tierakenteiden kuormituksia nostavasti yksittäisiä ajoneuvoja tarkasteltaessa, sillä se sallii ajoneuvoille enemmän massaa kuin ennen, joskin osa massojen korotuksista edellyttää aiempaa useampia akseleita tai muita vaatimuksia kuten paripyörärenkaita. Toisaalta raskaiden ajoneuvojen määrä liikenteessä voi pidemmällä aikavälillä vähentyä, kun yksittäisiin ajoneuvoihin voidaan kuormata enemmän lastia. Kuormitusten kannalta kriittisin on todennäköisesti siirtymävaihe. Tällöin väliaikaiset kokonaismassojen korotukset ovat voimassa ja liikenteessä on sekä vanhempaa että uudempaa kalustoa, joka mahdollistaa suurimpien uusien kokonaismassojen hyödyntämisen käytännössä. Asetusmuutoksen kuormitusvaikutusten arviointi on monelta osin ongelmallista, sillä liikennekuormitus jo itsessään on moniulotteinen muuttuja, eikä esimerkiksi asetusmuutoksen vaikutuksista ajoneuvojen kokonaispainojen ja ajoneuvotyyppien jakaumiin voida kuin esittää arvioita. Nykyisen tienpidon rahoituksen ja tiestön kunnan määrittämässä viitekehyksessä on asetusmuutoksen kuormitusvaikutusten arviointi kuitenkin äärimmäisen tärkeää: teiden kuormituskestävyyden ja kunnossapidon on vastattava uuden asetuksen haasteisiin, ettei asetusmuutos käänny tarkoituspäriään vastaan. Tämä on mahdollista vain, mikäli nousevien massojen aiheuttamat kuormitusvaikutukset tunnetaan. Toimivat raskaan liikenteen kuljetukset tarvitsevat sekä rakenteellisesti että toiminnallisesti hyvän tieverkon, jotta suuremmista sallituista massoista saataisiin täysi hyöty.

1.2 Tutkimuksen tavoite

Tämän tutkimuksen päätavoitteena oli selvittää laskennallisesti, miten raskaiden ajoneuvojen kokonaismassojen korottaminen vaikuttaa tierakenteiden vasteisiin eli jännityksiin, muodonmuutoksiin ja siirtymiin tierakenteessa. Vasteita tarkasteltiin niiden suuruusluokan suhteellisen muuttumisen kautta, eikä niitä kytketty vaurioitumismalleihin. Tutkimusnäkökulmia oli kaksi: kokonaismassojen korottamisesta seuraavat muutokset toisaalta yksittäisten ajoneuvojen ja toisaalta yksittäisten telirakenteiden aiheuttamissa tierakenteiden vasteissa. Asetusmuutos ei salli yksittäiselle akselille aiempaa suurempaa massaa, mutta kaksi- ja kolmiakselisille teleille sallitut kokonaismassat nousevat asetuksen myötä – työn erityinen painopiste olikin telirakenteiden tutkimisessa, sillä tierakenteiden vasteiden kannalta telirakenteessa toisiaan lähkekkäin olevat akselit ovat tavallisia yksittäisakseleita haitallisempia. Kokonaisten ajoneuvojen tarkastelulla pyrittiin selvittämään kokonaismassan nousemisen kokonaisvaikutusta tierakenteeseen ja pohjamaahan. Osatavoitteina oli tutkia miten ylikuorma,

epätasaisesti jakautunut kuorma, akseliväli, rengaspaine sekä materiaali-, rakenne- ja olosuhdeparametrit vaikuttavat vasteisiin. Työ muodostuu kahdesta osasta: kirjallisuustutkimuksesta sekä laskennallisesta tutkimuksesta. Kirjallisuustutkimuksessa selvitettiin liikennekuormituksen ominaispiirteet, siihen vaikuttavat tekijät, liikennekuormituksen aiheuttamat vasteet tierakenteessa sekä yleisimpiä menetelmiä, joilla liikennekuormitusta ja sen aiheuttamia vasteita voidaan kuvata matemaattisesti. Laskennallisessa osiossa staattisena kuormana mallinnetun liikennekuorman aiheuttamia vasteita tutkittiin Plaxis 3D-elementtilaskentaohjelmalla.

1.3 Tutkimuksen rajaukset

Tierakenteiden osalta tässä tutkimuksessa keskityttiin joustaviin ja kerroksellisiin tierakenteisiin, joissa on bitumisella sideaineella sidottu päällystekerros. Puolijäykät ja jäykät tierakenteet sekä kiveys- ja sorapäällysteiset rakenteet rajattiin työn ulkopuolelle. Koska erilaisia tiepoikkileikkauksia on lukematon määrä, työhön valittiin kolme tarkasteltavaa mallipoikkileikkausta: yksi alempitasoista tieverkkoa, yksi tavanomaista tieverkkoa sekä yksi korkealuokkaisempaa tietä edustava poikkileikkaus. Tarkasteltujen tierakenteiden pohjamaaksi oletettiin kaikissa tapauksissa savimaa. Kuorma-autoista tarkasteltiin vanhan asetuksen mukaista suurinta sallittua 7-akselista ja massaltaan 60 tonnin ajoneuvoyhdistelmää sekä uuden asetuksen mukaista 7-akselista ja massaltaan 64 tonnin sekä 9-akselista ja massaltaan 76 tonnin ajoneuvoyhdistelmää. Telirakenteista tarkasteltiin kaksi- ja kolmeakselista teliä. Erikoiskuljetukset rajattiin työn ulkopuolelle. Lisäksi liikennekuormituksen dynaamiset vaikutukset, ajoneuvojen teknisten ominaisuuksien vaikutukset, tierakenteen luiskien vaikutukset sekä ympäristökuormitusten vaikutukset rajattiin työn ulkopuolelle.

2 Liikenne tierakenteen kuormana

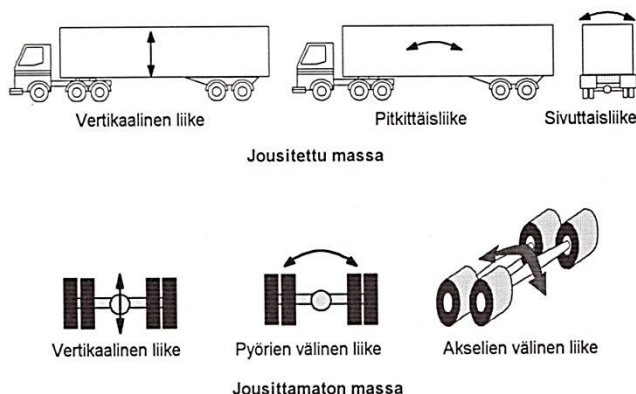
2.1 Staattinen ja dynaaminen liikennekuormitus

Liikennekuormituksen voidaan ajatella muodostuvan kahdesta erilaisesta komponentista: ajoneuvojen painosta aiheutuvasta staattisesta kuormituksesta sekä ajoneuvojen liikkeestä aiheutuvasta dynaamisesta lisäkuormituksesta. Pysähtyneestä ajoneuvosta kohdistuu tierakenteeseen käytännössä ainoastaan staattista kuormitusta. Staattisen kuormituksen suuruus riippuu ajoneuvon kokonaismassasta sekä pistekohtaisesti tarkasteltuna siitä, miten kokonaismassa jakautuu renkaille ja renkaita tienpintaan. Ajoneuvojen massat vaihtelevat huomattavasti ajoneuvotyypistä toiseen: kevyimmät tiestöllä liikkuvat ajoneuvot eli moottoripyörät painavat vain noin sadasta kilosta joihinkin satoihin kiloihin, kun taas raskaimmat kuorma-autot painavat useita kymmeniä tonneja. Erityisesti raskaan liikenteen osalta kuormausasteella on oleellinen vaikutus staattisen kuormituksen suuruuteen, eli onko ajoneuvo tyhjä, kuormattu täyteen vai jotain siltä väliltä. Vaihteluväliltään staattisen kuormituksen suuruus on siis hyvin laaja. (Ehrola 1996, s. 31–33, 69.)

Liikkuvasta ajoneuvosta kohdistuu tierakenteeseen staattisen kuormituksen lisäksi myös ajoneuvon liikkeistä aiheutuvaa dynaamista kuormitusta. Dynaamisella kuormituksella on kolme vaikutusmekanismia: tierakenteen jännitystilän muuttuminen suhteessa renkaan sijaintiin tarkastelupisteestä, tierakenteen materiaalien kuormituskäyttäytymisen kuormitus-aika-riippuvuus sekä oskilloivan kuorman aiheuttamat vaihtelut jännitystasossa. (Doré & Zubeck 2009, s. 43.) Dynaamiseen kuormitukseen vaikuttavat esimerkiksi ajoneuvon jousitus sekä nopeus, joiden vaikutusta tarkastellaan lähemmin alaluvuissa 2.3.4 ja 2.3.7. Merkittävin ajoneuvon ylimääräisiä liikkeitä aiheuttava tekijä on tienpinnan epätasaisuus. (Ehrola 1996, s. 70; Thom 2008, s. 214–217.) Erityisesti tienpinnan epätasaisuus renkaan kosketuspintaa suuremmalla aallonpituusalueella (0,3–10 metriä) saa aikaan ajoneuvon ylimääräisiä liikkeitä, jotka aiheuttavat ajorataan dynaamisia rengasvoimia. Tierakenteeseen dynaamista kuormitusta aiheuttavia ajoneuvon liikkeitä ovat:

- pomppiminen eli pystyheilahtelu
- sivuttaisheilahtelu ja sivuttaiskallistelu eli keinunta
- nyökkiminen eli kiertoheilahtelu ajoneuvon poikittaisakselin ympäri
- nykiminen eli suoraviivainen heilahtelu ajoneuvon pituusakselin suunnassa
- kiertyminen eli kiertoheilahtelu ajoneuvon pystyakselin ympäri
- heittelehtiminen. (Ehrola 1996, s. 16, 19, 69–70.)

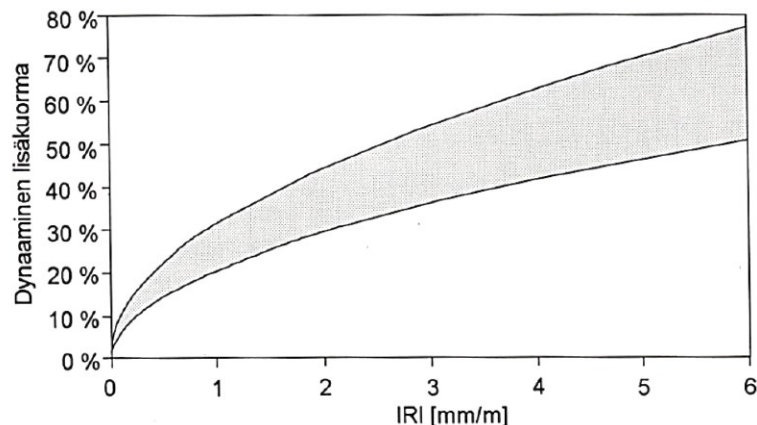
Dynaamisia kuormituksia aiheuttavat ajoneuvon liikkeet esitetään kuvassa 1.



Kuva 1: Kuorma-auton liiketyyppejä. (Ehrola 1996, s. 69)

Kuorma-auton dynaamista kuormitusta aiheuttavissa liikkeissä sekä ajoneuvon jousitettu massa eli ajoneuvon kori, runko, kuorma ja kuljettaja sekä jousittamaton massa eli akselit, jarrut, pyörästöt ja renkaat liikkuvat ylösalaisin, pituussuunnassa ja sivusuunnassa. Ajoneuvon pystysuuntaiset liikkeet aiheuttavat tiehen lisäkuormia, joiden suuruus riippuu liikkuvan massan suuruudesta ja liikkeen kiihtyvyydestä. Ajoneuvon sivusuuntaiset liikkeet puolestaan saavat kuormituksen jakautumaan epätasaisesti akselien ja pyörästöjen kesken, mikä hetkellisesti kasvattaa tiehen kohdistuvaa kuormitusta painon siirtyessä sivulta toiselle ja toisen puolen renkailta toisen puolen renkaille. (Ehrola 1996, s. 69–70; Thom 2008, s. 214–215.)

Tienpinnan pystysuuntaista epätasaisuutta voidaan kuvata IRI-arvolla (international roughness index). IRI-arvo kuvaa jousitetun massan pystysuuntaisen liikkeen kertymää suhteessa akseliin tiettyä tien pituusyksikköä kohden. Tyypillisesti IRI-arvo ilmoitetaan metreinä kilometriä kohden (m/km) tai millimetreinä metriä kohden (mm/m). (Doré & Zubeck 2009, s. 160.) Tien epätasaisuuden kasvaessa lisääntyvät samalla ajoneuvon liikkeet ja niistä aiheutuvat dynaamiset lisäkuormitukset, kuten kuvasta 2 on havaittavissa. Dynaaminen lisäkuormitus on tasaisella tiellä (IRI-arvo 1–2 mm/m) enimmillään noin 20–30 % staattisen kuormituksen arvosta, ja epätasaisella päällysteellä (IRI-arvo 4–5 mm/m) enimmillään noin 40–70 % staattisen kuormituksen arvosta. On kuitenkin syytä korostaa, että nämä lukemat edustavat dynaamisten lisäkuormien maksimi-arvoja – keskimääräiset dynaamiset lisäkuormitukset eivät ole näin suuria, ja ajoneuvon pystysuuntaisista liikkeistä aiheutuu myös kevennyksiä kuormituksiin. Dynaamisten kuormitusten osuudesta tien vaurioitumiseen ei ole täyttä varmuutta, mutta yleisimpien arvioiden mukaan dynaamiset kuormitukset lisäävät tien vaurioitumista 10–40 % staattiseen kuormitukseen verrattuna. (Ehrola 1996, s. 69–70, 72.)



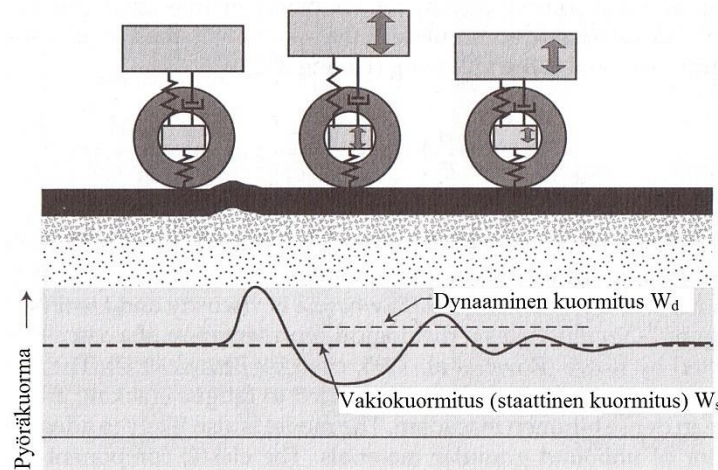
Kuva 2: Tienpinnan epätasaisuuden vaikutus kuorma-auton dynaamisten maksimilisäkuormien suuruuteen. (Ehrola 1996, s. 70)

Lu ym. (2009) tutkivat raskaan ajoneuvon dynaamisia rengaskuormia ja niihin vaikuttavia tekijöitä kehittämällä mitattuun aineistoon ja todelliseen ajoneuvoon pohjautuvan raskaan ajoneuvon numeerisen mallin. Tutkimuksen perusteella todettiin, että suurempi nopeus ja ajoneuvon massa, epätasainen tienpinta sekä renkaan jäykkyyden kasvaminen kaikki lisäävät dynaamisia kuormituksia. Toisaalta tutkimuksessa havaittiin, että tyhjällä ajoneuvolla liikeradat olivat kaikista laajimmat ja tiehen kohdistuva dynaaminen rasitus huomattavaa. Tutkimuksen pohjalta keskeisimmiksi keinoiksi dynaamisen kuormituksen vähentämiseksi nostettiin rengaspaineen laskeminen sekä tienpinnan tasaisuuden lisääminen. (Lu ym. 2009, s. 2698–2710.)

Siinä missä staattisen kuormituksen suuruus on jokseenkin helppo määrittää ajoneuvon massan ja sen jakaantumisen perusteella, on dynaamisen kuormituksen määrittäminen ja huomioiminen tierakenteiden suunnittelussa huomattavasti monimutkaisempaa. Yksi lähestymistapa on käyttää tapauskohtaista kerrointa, jolla staattinen kuormitus muunnetaan suurimmaksi todennäköiseksi tierakenteeseen kohdistuvaksi dynaamiseksi kuormaksi. (Thom 2008, s. 215–216.) OECD esitteli vuonna 1988 dynaamisen kuormituksen huomioonottavan empiirisen vastaavuuskerroinkaavan, jossa dynaaminen kuormitus huomioidaan kertoimen avulla:

$$\frac{N_i}{N_s} = \alpha \left(\frac{P_s}{P_i} \right)^\gamma \quad (1)$$

jossa N_i on kuorman P_i kuormituskertojen lukumäärä, -
 N_s on standardikuorman P_s kuormituskertojen lukumäärä, -
 α on dynaamisen kuormituksen kerroin (yhtä kuin W_d/W_s , kuva 3), -
 P_s on standardikuorman suuruus, kN
 P_i on tarkasteltavan kuorman suuruus, kN
 γ on kuormitusvaikutuksen voimakkuutta kuvaava kerroin, joustaville päällysrakenteille käytetään yleensä arvoa 4. (Doré & Zubeck 2009, s. 46.)

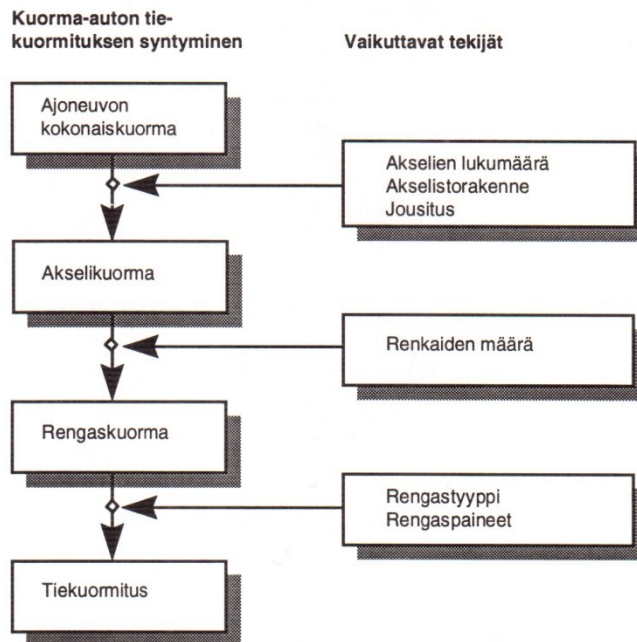


Kuva 3: Dynaamisen kuormituksen kertoimen määrittäminen keskimääräisen dynaamisen kuorman W_d ja staattisen kuorman W_s avulla. (Mukailtuna Doré & Zubeck 2009, s. 46)

OECD:n kokeissa (1988) on dynaamista kuormitusta kuvaavan kertoimen α keskimääräisiksi arvoiksi määritetty 1,06 melko tasaisille teille, 1,24 kunnoltaan keskimääräisille teille ja 1,54 epätasaisille teille. Tien pintakerroksen epätasaisuudesta johtuva ajoneuvon dynaaminen kuormitus voi siis tämän menetelmän mukaan jopa puolittaa tien kestämiä kuormituskertojen lukumäärän. Ajoneuvon liikkeiden aiheuttama epätasainen kuormitus on toisaalta myös merkittävä syy tienpinnan epätasaisuutta aiheuttaviin epätasaisesti jakautuneisiin pysyviin muodonmuutoksiin. (Doré & Zubeck 2009, s. 47.) Thomin mukaan (2008, s. 215) tulisi kuitenkin tapauskohtaisesti erikseen arvioida onko dynaamisella kuormalla niin merkittävää vaikutusta, että se tulisi huomioida tierakenteiden suunnittelussa.

2.2 Liikennekuormituksen välittyminen tiehen

Liikennekuormituksen välittyminen tiehen on monimutkainen ja monitekijäinen prosessi. Tärkein liikennekuormituksen suuruuteen vaikuttava tekijä on ajoneuvon kokonaiskuorma. Kokonaiskuorma välittyy jousituksen kautta ajoneuvon akseleille, akseleilta renkaille ja lopulta renkailta tien pintaan. (Ehrola 1996, s. 38.) Yksittäisestä ajoneuvosta aiheutuvan tiekuormituksen syntyminen osatekijöineen esitetään kuvassa 4.



Kuva 4: Yksittäisestä ajoneuvosta aiheutuvan tiekuormituksen syntyminen ja siihen vaikuttavat tekijät. (Ehrola 1996, s. 38)

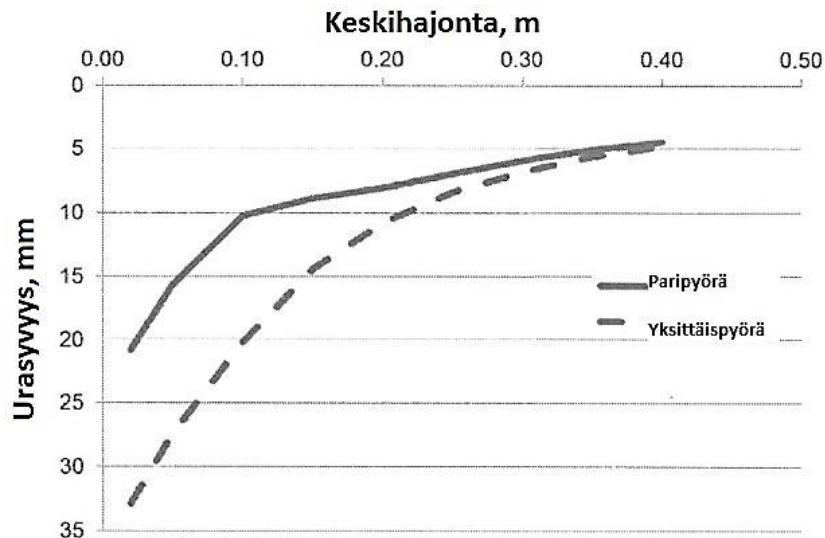
Akselikuormien suuruuteen vaikuttavat akselien lukumäärä, ajoneuvon akselistorakenne ja jousitus sekä kuormituksen jakautuminen eri akseleiden välillä. Suomessa akseleiden lukumäärä kuorma-autoissa vaihtelee tyypillisesti välillä kahdesta seitsemään akselia. Akselit voivat olla joko yksittäisakseleita tai teliakseleita kuten kaksi- ja kolmiakselitelit. Jousitus puolestaan vaikuttaa siihen, miten tienpinnan epätasaisuudet aiheuttavat akselistoihin dynaamisia voimia ja syntyykö akseleihin epätasaisia kuormitusjakaumia. Lisäksi ajoneuvon massasuhteista ja kuormaustavasta riippuu kuinka kokonaiskuorma jakaantuu eri akseleiden kesken. (Ehrola 1996, s. 38–39, 60.) Uuden asetusmuutoksen myötä 8- ja 9-akselisten ajoneuvojen määrä Suomessa tulee todennäköisesti kasvamaan. Aiemmin suurin sallittu kokonaismassa 60 tonnia sallittiin jo 7-akselisille ajoneuvoille, jolloin useammalle akselille ei ainakaan lain salliman enimmäismassan perusteella ollut tarvetta.

Rengaskuormien suuruus on riippuvainen akselikuormien suuruudesta, kullakin akselilla olevien renkaiden lukumäärästä sekä kuormituksen jakautumisesta. Renkaita on yleensä kaksi kappaletta akselia kohden, jolloin niitä kutsutaan yksikkörenkaiksi, tai neljä kappaletta akselia kohden, jolloin niitä kutsutaan paripyörärenkaiksi. Kuormitus voi jakautua renkaille epätasaisesti johtuen esimerkiksi rengaspaineiden eroista tai dynaamisista kuormituksista, minkä seurauksena yksittäinen rengaskuormitus saattaa poiketa selvästi keskimääräisestä rengaskuormituksesta. (Ehrola 1996, s. 38–39, 43–44.)

Lopullinen ajoneuvosta tiehen kohdistuva kuormitus määräytyy yksittäisten rengaskuormien suuruuksista sekä siitä, kuinka suurelle alalle ja kuinka tasaisesti kuormat

jakautuvat tienpinnassa. Ajoneuvon renkaan ja tienpinnan väliseen kosketuspinta-alaan ja sen muotoon vaikuttavat renkaan koko ja rakenne, rengaskuorman suuruus, rengaspaine sekä ajoneuvon nopeus ja renkaan asento tienpintaan nähden. Mitä suuremmalle pinta-alalle rengaskuorma jakautuu, sitä pienempi on tienpintaan kohdistuva kosketuspaine. Renkaan halkaisijan ja leveyden pienentyessä myös kosketuspinta-ala pienenee. Rengaskuorman kasvattaminen rengaspaineen pysyessä vakiona kasvattaa kosketuspinta-alaa, ja samoin rengaspaineen pienentäminen rengaskuorman pysyessä vakiona. Käytännössä rengasvalmistajat ilmoittavat renkaillaan suurimman suositeltavan kuormituksen sekä suurimman suositeltavan rengaspaineen, jotta renkaan painuminen pysyisi sopivan suuruisena. Ajoneuvon massasuhteet, renkaiden ominaisuudet suhteessa toisiinsa, tienpinnan ominaisuudet kuten epätasaisuudet ja kallistuskulma sekä dynaamiset kuormitukset vaikuttavat osaltaan siihen, kuinka tasaisesti kuormitus lopulta välittyy renkaiden kautta tienpintaan. (Ehrola 1996, s. 39, 42–43.)

Tierakenteeseen välittyvän liikennekuormituksen osalta on tärkeää huomata, että kuormitus ei jakaudu tasaisesti tien poikkileikkauksessa, vaan se keskittyy voimakkaasti ajolinjojen muodostamiin ajouriin. Tämä korostuu erityisesti kapeilla teillä, kun taas leveämmillä teillä ajolinjat eivät yleensä keskity yhtä selvästi, jolloin kuormituskin jakaantuu poikkileikkauksessa tasaisemmin. (Ehrola 1996, s. 31–32.) Kyseessä on niin kutsuttu ”lateral wander” –ilmiö, joka vapaasti suomennettuna tarkoittaa ajolinjojen vaihtelua tien poikkileikkauksessa. Moottoriteillä ajolinjojen jakautuman keskihajonta on usein luokkaa 150 millimetriä. (Thom 2008, s. 217.) Ajourien voimakas keskittyminen lisää merkittävästi tierakenteiden vaurioitumista (Huang 2012, s. 275). Tässä suhteessa lateral wander –ilmiöstä on hyötyä: kuormituksen jakaantuessa tasaisemmin tien poikkileikkauksessa pitenee myös tien käyttöikä. Saidin ja Hakimin (2013, s. 32–33) mukaan ajolinjojen jakautumien keskihajonnan pienentyessä 0,30 metristä 0,25 metriin kasvaa urasyvyys noin 15 %, kun käytössä on paripyörä. Vastaavasti paripyörällä 0,40 metrin keskihajonnalla urasyvyys on noin puolet verrattuna tapaukseen, jossa keskihajonta on 0,20 metriä. Yksikköpyörän tapauksessa ajolinjojen keskihajonnan pienentyminen aiheuttaa vielä voimakkaampaa urautumista. Ajolinjojen keskihajonnan ja urasyvyyden välistä yhteyttä paripyörän ja yksikköpyörän tapauksessa havainnollistetaan kuvassa 5. COST 334-tutkimuksen yhteydessä (2001, s. 98) määritettiin kertoimet lateral wander –ilmiöstä johtuvalle urautumisen vähentymiselle verrattuna tapaukseen, jossa ajolinjat ovat täysin keskittyneet. Vähennyskertoimien arvot vaihtelivat välillä 0,67–0,87 tierakenteesta ja rengastuksesta riippuen.



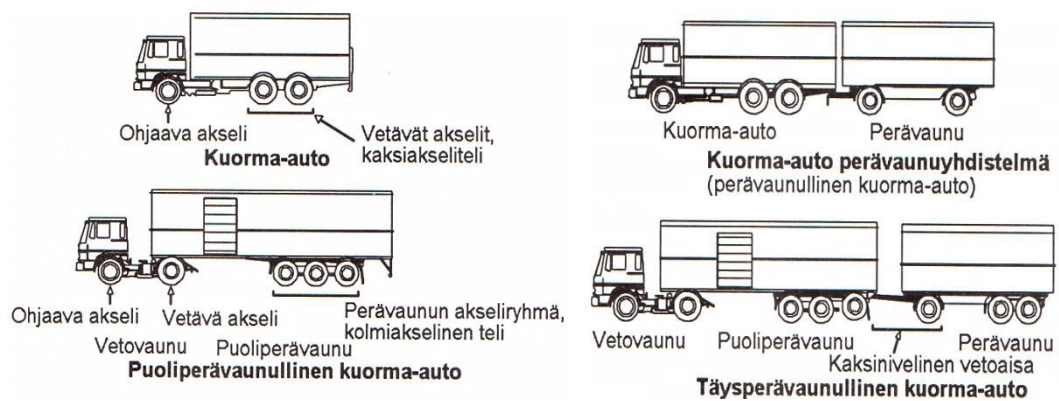
Kuva 5: Päällystekerroksen urasyvyyden riippuvuus raskaiden ajoneuvojen ajolinjojen keskihajonnasta. (Mukailtuna Said & Hakim 2013, s. 33)

2.3 Liikennekuormitukseen vaikuttavat tekijät

2.3.1 Ajoneuvotyypit

Vuoden 2012 lopussa Manner-Suomessa oli noin 3,6 miljoonaa rekisteröityä autoa. Näistä noin 85,1 % oli henkilöautoja, noin 10,6 % pakettiautoja, noin 3,6 % kuorma-autoja, noin 0,4 % linja-autoja ja loput erikoisautoja. (SVT 2013, s. 4.) Vaikka lukumäärällisesti kevyet ajoneuvot edustavat noin 95,7 %:a maamme autoista, on niiden kuormitusvaikutus tierakenteeseen niin pieni, ettei niillä ole oleellista merkitystä raskaiden ajoneuvojen aiheuttamaan kuormitusvaikutukseen verrattuna muuten kuin nastarengaskulumisen osalta. Kevyiden ajoneuvojen vähäisestä kuormitusvaikutuksesta johtuen liikennekuormituksen tarkastelu tierakenteiden suunnittelussa keskittyykin tyypillisesti raskaaseen liikenteeseen. (Ehrola 1996, s. 32–33, 316.)

Raskaan liikenteen ajoneuvoista kuorma-autot ovat merkittävin ajoneuvoryhmä tierakenteiden rakenteellisen suunnittelun kannalta, sillä niistä kohdistuva kuormitusvaikutus on suurin. Kuorma-autot voidaan luokitella neljään perustyyppiin, jotka esitetään kuvassa 6: kuorma-auto ilman perävaunua, kuorma-auto-perävaunuyhdistelmä, puoliperävaunullinen kuorma-auto sekä täysperävaunullinen kuorma-auto. (Ehrola 1996, s. 32–33.) Erilaiset kuorma-autotyypit eroavat toisistaan muun muassa suurimpien sallittujen mittojen ja massojen sekä akselien lukumäärän ja sijoittelun perusteella. Yleisimmät Suomessa esiintyvät kuorma-autotyypit sekä niiden suurimmat sallitut mitat ja massat vuoden 1997 asetuksen mukaisina esitetään liitteessä 1. (SKAL 2009.)



Kuva 6: Kuorma-autojen perustyytit. (Mukailtuna Ehrola 1996, s. 33)

2.3.2 Aiemmin sallitut enimmäismassat ja massat käytännössä

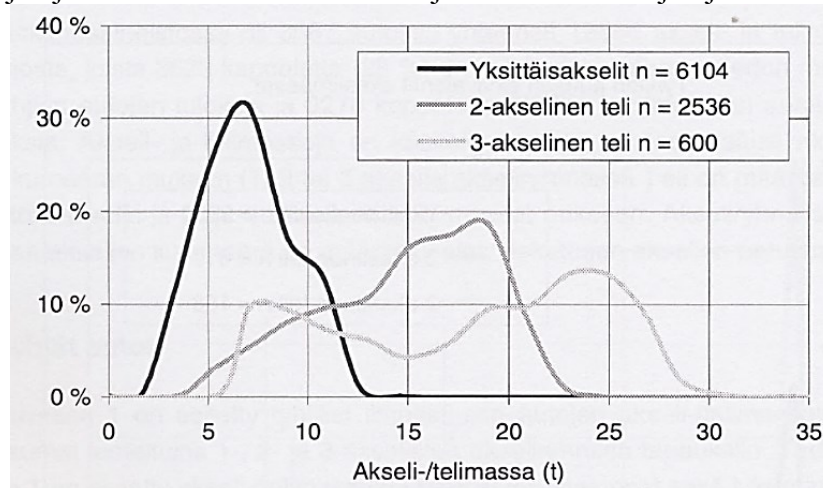
Ajoneuvojen suurimmat Suomessa sallitut akseli- ja telimassat, autojen kokonaismassat sekä auton ja perävaunun yhdistelmien kokonaismassat määrittää valtioneuvoston asetuksessa ”Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä”. Vuoden 1997 asetuksessa määritellyt enimmäismassat esitetään liitteessä 2. Näiden sallittujen enimmäismassojen perusteella suurin sallittu akselikuorma vetävälle akselille on 115 kN ja muille yksittäisille akseleille 100 kN. Suurimmat sallitut ajoneuvon telikuormat ovat 115–190 kN kaksiakseliselle telille sekä 210–240 kN kolmiakseliselle telille akseliston ominaisuuksista, rengastuksesta sekä jousituksesta riippuen. Perävaunun telille kohdistuvat vastaavat enimmäiskuormat ovat 110–200 kN kaksiakseliselle telille, 210–240 kN kolmiakseliselle telille sekä 240 kN neli- tai useampiakseliselle telille akseliston ominaisuuksista riippuen. Teliakselin akselivälin kasvaessa kuorma jakaantuu laajemmalle alueelle, jolloin voidaan sallia suurempi kuormitus kuin kapeammalla akselivälillä. (Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä 670/1997, 20 §, 21 §, 23 §; Ehrola 1996, s. 35.)

Vuoden 1997 asetuksen mukaan yksittäisen ajoneuvon suurin sallittu kokonaismassa vaihtelee välillä 18–38 tonnia riippuen akselien lukumäärästä sekä rengastuksesta ja jousituksesta. Auton ja perävaunun yhdistelmän suurin sallittu kokonaismassa vaihtelee välillä 48–60 tonnia riippuen akselien lukumäärästä sekä perävaunun ominaisuuksista. (Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä 670/1997, 21 §, 23 §.) Aiemman asetuksen mukaiset sallitut ajoneuvojen kokonaismassat eritellään tarkemmin liitteissä 1 ja 2.

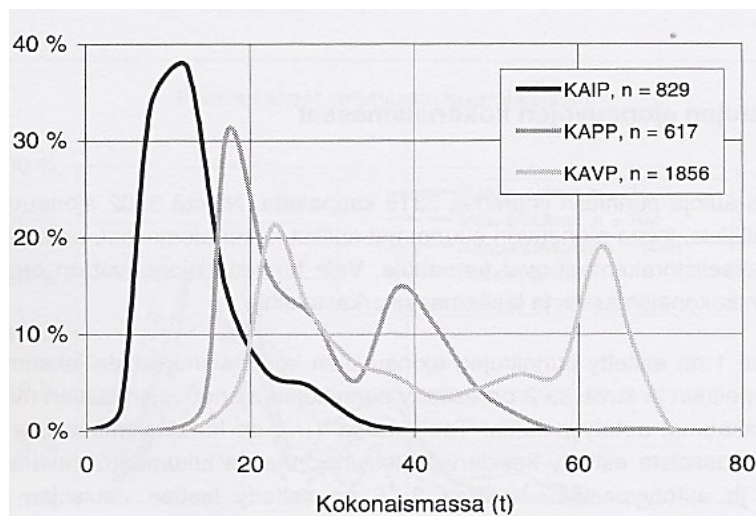
Poikkeuksen näihin sallittuihin enimmäismassoihin tekevät niin kutsutut erikoiskuljetukset. Erikoiskuljetuksella tarkoitetaan joko kuormaamattoman tai jakamattomalla kuormalla kuormatun ajoneuvon tai ajoneuvoyhdistelmän kuljetusta, jossa ylitetään vähintään yksi tieliikenteessä sallittu mitta tai massa. Jakamattomalla kuormalla tarkoitetaan sellaista kuormaa, jota ei voida sen rakenteen tai muun ominaisuuden vuoksi jakaa useampaan osaan kuljetusta varten. Erikoiskuljetus edellyttää tyypillisesti erikoiskuljetuslupaa sekä ajoneuvoa, joka on hyväksytty erikoiskuljetusten tekemiseen. Erikoiskuljetuksia säädellään Liikenne- ja viestintäministeriön asetuksella erikoiskuljetuksista ja erikoiskuljetusajoneuvoista. Asetuksessa ei ole yksiselitteisesti määritelty suurimpia erikoiskuljetuksille sallittavia massoja. Avainasemassa on erikoiskuljetusajoneuvon rakenteellinen kestävyys eli sen valmistajan sallimat korotetut akseli-, teli- ja kokonaismassat tietyillä nopeuksilla, jotka voidaan tapauskohtaisesti hyväksyä suurimmiksi sallituiksi massoiksi erikoiskuljetusta varten. Asetuksessa on kuitenkin määritelty, että suurin sallittu nopeus on 40 km/h, mikäli neljällä renkaalla varustettuun akseliin kohdistuva massa on yli 15 tonnia, kahdeksalla renkaalla varustettuun akseliin

kohdistuva massa on yli 23 tonnia tai vähintään neljällä renkaalla varustettuun ja vähintään kahdesta pendeliakselista muodostuvaan akselilinjaan kohdistuva massa on yli 16 tonnia. (Asetus erikoiskuljetuksista ja erikoiskuljetusajoneuvoista 786/2012, 2 §, 3 §, 4 §, 5§ 6 §, 30 §.)

Todellisessa liikenteessä ajoneuvojen akseli-, teli- ja kokonaismassat vaihtelevat suuresti riippuen ajoneuvojen ominaisuuksista sekä kuormasta. Viimeisimmässä akselimassatutkimuksessa vuosina 1998–1999 punnittujen kuormattujen ajoneuvojen akseli- ja telimassojen jakaumat esitetään kuvassa 7 ja kokonaismassojen jakaumat kuvassa 8.



Kuva 7: Kuormattujen ajoneuvojen akseli- ja telimassojen jakaumat vuosien 1998–1999 akselimassatutkimuksessa. (Tielaitos 2000, s. 154)

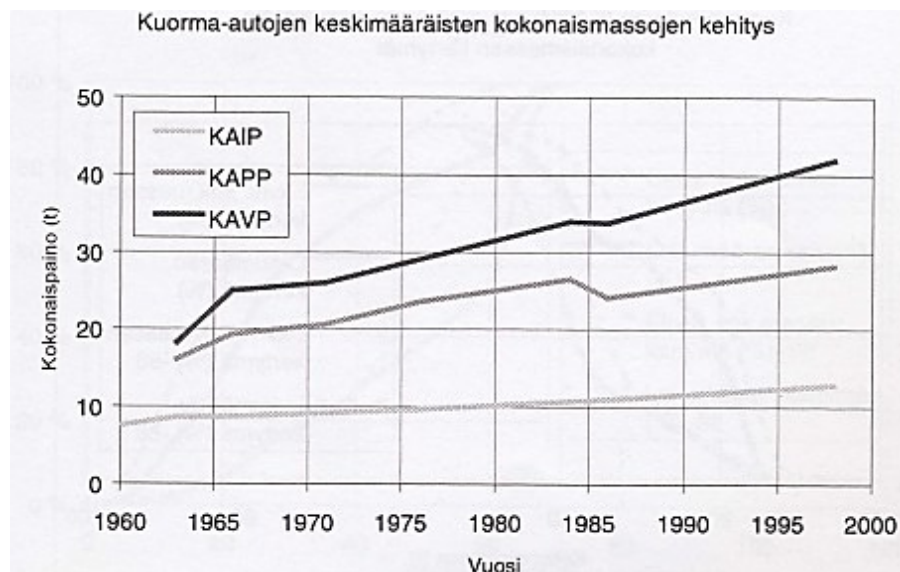


Kuva 8: Kuormattujen ajoneuvojen kokonaismassojen jakaumat vuosien 1998–1999 akselimassatutkimuksessa. KAIP = kuorma-auto ilman perävaunua, KAPP = puoliperävaunullinen kuorma-auto, KAVP = täysperävaunullinen kuorma-auto. (Tielaitos 2000, s. 180)

Punnitusten perusteella kuormattujen ajoneuvojen yksittäisakselien keskimääräinen akselimassa oli noin 7 tonnia, kaksiakselisten telien noin 15 tonnia ja kolmeakselisten telien noin 18 tonnia. Keskimääräiset akselimassat olivat siis noin 70–80 % sallituista enimmäismassoista. Toisaalta sallitun enimmäiskuorman yllity vetävistä yksittäisakseleista 4 %, tavallisista yksittäisakseleista 10 %, kaksiakselisista ilmajousitetuista teleistä 8 % ja lehtijousitetuista 28 % sekä kolmiakselisista ilmajousitetuista teleistä 5 % ja lehtijousitetuista 19 %. Ilman perävaunua ajaneiden kuorma-autojen keskimääräinen

massa oli noin 13 tonnia, puoliperävaunullisten kuorma-autojen noin 28 tonnia ja täysperävaunullisten kuorma-autojen noin 42 tonnia eli noin 40–70 % sallituista enimmäismassoista. Toisaalta pelkistä kuorma-autoista noin 6 %, puoliperävaunullisista kuorma-autoista noin 8 % ja täysperävaunullisista kuorma-autoista noin 30 % ylitti suurimmat sallitut massat. (Tielaitos 2000, s. 154–155, 180–181, 194.) Tulosten perusteella on selvää, että niin akseli-, teli- kuin kokonaismassoissakin on huomattavaa vaihtelua, eivätkä sallittujen enimmäismassojen ylitykset ole mitenkään harvinaisia.

Tätä kirjoitettaessa on viimeisimmästä akselimassatutkimuksesta kuitenkin kulunut jo lähes viisitoista vuotta, joten akseli-, teli- ja kokonaismassojen jakaumien nykytilanteesta ei sen perusteella voida suoraan tehdä luotettavia päätelmiä. Nykytilanteen luotettava selvittäminen edellyttäisi uutta akselimassatutkimusta. Vertailu edelliseen, vuonna 1986 tehtyyn tutkimukseen antaa kuitenkin viitteitä ajoneuvotyyppien ja massojen jakaumien kehityslinjoista. Ajoneuvotyyppien jakauman kehityssuunta vuodesta 1986 vuoteen 1999 on ollut kuorma-autojen osalta jossain määrin 2-akselisista 3- ja 4- akselisiin kuorma-autoihin. Puoliperävaunullisista kuorma-autoista vetoautojen suunta on ollut jossain määrin 3-akselisista 2-akselisiin vetoautoihin ja perävaunujen osalta selvästi 2-akselisista 3-akselisiin perävaunuihin. Täysperävaunullisten kuorma-autojen suunta on vetoautojen osalta ollut jossain määrin 3-akselisista 4-akselisiin vetoautoihin ja perävaunujen osalta selvästi 2- ja 3-akselisista 4-akselisiin perävaunuihin. Kehityssuunta on siis pääsääntöisesti ollut pienemmästä akselimäärästä suurempaan. Samalla myös keskimääräiset kokonaismassat ovat olleet melko tasaisessa nousussa vuodesta 1960 lähtien, kuten kuvasta 9 voidaan havaita. Vaikka akseleita onkin kuormituksen kasvaessa tullut lisää, ei tämä kuitenkaan riitä kompensoimaan kuormituksen kasvua. Vuoden 1986 tutkimukseen verrattuna uusimmassa tutkimuksessa todettiin tieverkon kuormitusarvion kasvaneen 17–32 % toiminnallisesta tieluokasta riippuen vastaavuuskerroinmenetelmän perusteella. (Tielaitos 2000, s. 195–204.) Näiden tulosten mukaan kasvaneet ajoneuvojen massat siis aiheuttavat enemmän vaurioita tieverkolle, vaikka akseleiden määrä onkin samalla kasvanut. Kuormituksen lisääntyminen huomioidaan tierakenteiden suunnitteluohjeiden kehitystyössä.



Kuva 9: Kuorma-autojen keskimääräisten kokonaismassojen kehitys akselimassatutkimusten perusteella. (Tielaitos 2000, s. 202)

2.3.3 Asetusmuutos kokonaismassojen korottamisesta

Suuremmat massat salliva asetusmuutos astui voimaan lokakuussa 2013, ja siinä on määriteltä sekä pysyviä korotuksia suurimpiin sallittuihin massoihin että viiden vuoden määräaikaista korotuksia, jotka ovat voimassa huhtikuun 2018 loppuun saakka ennen marraskuuta 2013 käyttöönotetuille autoille (Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta 2013, 20 §, 21 §, 23 §). Pysyvillä korotuksilla tähdätään Suomen kilpailukykyyn edistämiseen, liikenteen aiheuttamien ympäristöpäästöjen vähentämiseen, logistiikan tehostumiseen sekä logistiikkakustannusten alenemiseen. Väliaikaisilla korotuksilla pyritään tasoittamaan kuljetusalan investointeja pidemmälle ajalle. (Puurunen 2013, s. 5–12.) Väliaikaiset korotukset lisäehtoineen esitetään taulukossa 1 ja pysyvät korotukset taulukossa 2. Asetusmuutos pohjautuu tehtyihin selvityksiin ja laskelmiin, joiden mukaan enimmäismassojen ja -mittojen korotuksilla saavutetaan merkittäviä taloudellisia hyötyjä muun muassa logistiikka- ja päästökustannusten vähentyessä. Laskelmissa on huomioitu myös massamuutosten aiheuttamat lisäkustannukset liikenneverkolle. (Puurunen 2013, s. 5–12; Liikenne- ja viestintäministeriö 2012.) Liikenneviraston arvioiden mukaan logistiikkakustannusten osalta säästö olisi 20 vuodessa noin 1,6–3,2 miljardia euroa. Liikenteen hiilidioksidipäästöjen arvioidaan vähenevän uuden asetuksen myötä noin kaksi prosenttia vuodessa. (Tie & Liikenne 2013, s. 46.)

Taulukko 1: Väliaikaiset korotukset sallittuihin massoihin (Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta 2013, 21 §, 23 §)

Kuorma-autotyyppi	Aiempi enimmäismassa	Uusi enimmäismassa	Enimmäismassan korotus
Kaksiakselinen kuorma-auto	18 t	20 t	2 t / 10,0 %
Kolmiakselinen kuorma-auto ¹⁾	26 t	28 t	2 t / 7,7 %
Seitsemänakselinen ajoneuvoyhdistelmä	60 t	64 t	4 t / 6,7 %

1) Vetävä akseli varustettu paripyörin ja ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos kukin vetävä akseli on varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 10,5 tonnia.

Taulukko 2: Pysyvät korotukset sallittuihin massoihin (Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta 2013, 20 §, 21§, 23 §)

Kuorma-auto- tai telityyppi	Aiempi enimmäismassa	Uusi enimmäismassa	Enimmäismassan korotus
Neliakselinen kuorma-auto ¹⁾	32 t	35 t	3 t / 9,4 %
Viisiakselinen kuorma-auto	38 t	42 t	4 t / 10,5 %
Kahdeksanakselinen ajoneuvoyhdistelmä	60 t	64 t	4 t / 6,7 %
Kahdeksanakselinen ajoneuvoyhdistelmä ²⁾	60 t	68 t	8 t / 13,3 %
Vähintään yhdeksänakselinen ajoneuvoyhdistelmä	60 t	69 t	9 t / 15,0 %
Vähintään yhdeksänakselinen ajoneuvoyhdistelmä ³⁾	60 t	76 t	16 t / 26,7 %
Kuorma-auton kaksiakselinen teli ⁴⁾	18 / 19 t	21 t	3 t / 16,7 % tai 2 t / 10,5 %
Kuorma-auton kolmiakselinen teli ⁵⁾	24 t	27 t	3 t / 12,5 %
1) Vetävä akseli varustettu paripyörin ja ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos kukin vetävä akseli on varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 10,5 tonnia.			
2), 3) Jos vähintään 65 % perävaunun massasta tai perävaunujen massasta yhteensä kohdistuu akselille, jotka on varustettu paripyörin.			
4) Akseliväli vähintään 1,3 metriä mutta pienempi kuin 1,8 metriä ja telin kumpikin akseli on varustettu paripyörin sekä ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos telin kumpikin akseli on vetävä ja varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 10,5 tonnia			
5) Akselien etäisyys vähintään 1,3 metriä ja vähintään kaksi telin akseleista on varustettu paripyörin.			
* Neli- tai viisiakselisen auton tai ajoneuvoyhdistelmän kokonaismassa ei kuitenkaan saa ylittää määrää, joka saadaan lisäämällä 20 tonniin 320 kg, kun on kysymys neliakselisesta autosta tai ajoneuvoyhdistelmästä, tai 350 kg, kun on kysymys viisiakselisesta autosta, jokaiselta 0,10 metriltä, jonka auton tai ajoneuvoyhdistelmän äärimmäisten akselien välinen etäisyys ylittää 1,80 metriä.			
* Ajoneuvoyhdistelmässä, jonka massa on suurempi kuin 40 tonnia, auton takimmaisen ja massaltaan yli 10 tonnin perävaunun etummaisen akselin välin tulee olla vähintään 3,00 metriä.			
* Ajoneuvon massasta tulee vähintään 20 % kohdistua ohjaavaan akseliin tai ohjaaviin akselisiin ja massaltaan yli 68 tonnin ajoneuvoyhdistelmän massasta tulee vähintään 20 % kohdistua vetäville akselille.			
* Auton ja perävaunun yhdistelmän akselien lukumäärää laskettaessa ei kuusi- tai useampiakselisissa yhdistelmissä oteta huomioon akselille kohdistuvalta massaltaan alle viiden tonnin akselia.			

2.3.4 Akseliston ja jousituksen vaikutus

Ajoneuvojen akselirakenteet sekä jousitustyyppit vaikuttavat osaltaan siihen, minkälainen kuormitus tierakenteeseen ajoneuvoista lopulta kohdistuu. Ajoneuvon akselit voivat rakenteeltaan olla yksittäisiä akseleita tai teliakselirakenteita, joissa kaksi tai kolme akselia muodostavat yhdessä toimivan akselistokokonaisuuden eli kaksiakseli- tai kolmiakselitelin. Toiminnaltaan ajoneuvon akselit voivat olla vetäviä akseleita, ohjaavia akseleita tai vapaasti pyöriviä akseleita. Tiekuormituksen kannalta merkittävin ero yksittäisakselin ja teliakselin välillä on se, että teliakselissa akselikuormat seuraavat toisiaan lyhyemmällä aikavälillä kuin yksittäisten akselien tapauksessa. Tällöin kuormitusten väliset tierakenteen lepo- eli palautumisvaiheet jäävät

lyhyemmiksi, jolloin jännitykset hetkellisesti kasvavat yksittäisen akselin aiheuttamaan kuormitukseen nähden bitumilla sidottujen kerrosten ajasta riippuvan viskoelastisen luonteen vuoksi. Lisäksi suurilla kuormitustiheyksillä vedellä kyllästyneeseen maahan voi aiheutua huokosveden ylipainetta. Tämän vuoksi kaksi- tai kolmiakseliselle telille sallittava kuorma on tyypillisesti pienempi kuin kahdelle tai vastaavasti kolmelle yksittäiselle akselille yhteensä sallittava kuorma. (Ehrola 1996, s. 33, 60; Hjort ym. 2008, s. 19–21, Thom 2008, s. 216.) Akselivälin ollessa riittävän suuri telirakenteessa olevat akselit toimivat kuitenkin kuten yksittäiset akselit. Toisaalta akselivälin pienentyessä lähestytään tilannetta, jossa kaikki kuorma on yhdellä akselilla, jolloin kuormitusvaikutus on tietysti erittäin suuri. Käytännössä tyypillisillä akseliväleillä (1,0–2,0 metriä) telirakenteen kuormitusvaikutus on näiden ääriarvojen välillä. Telirakenteiden kuormitusvaikutuksia on tutkittu mittaamalla niiden aiheuttamia tierakenteiden vasteita. Niin kutsutussa Peak-menetelmässä määritetään telin kunkin akselin aiheuttaman vasteen maksimiarvo, jotka summataan yhteen koko telirakenteen kuormitusvaikutukseksi. Tierakenteen ominaisuuksilla on merkittävä vaikutus siihen, miten teliakselista aiheutuva kuormitus lopulta välittyy tierakenteeseen. Peak-menetelmää käyttäen on havaittu, että heikoilla tierakenteilla teliakselit toimivat jo pienilläkin akseliväleillä pääsääntöisesti yksittäisakselien lailla. Tämä johtuu siitä, että heikko päällysrakenne ei pysty jakamaan telikuormitusta kokonaisuutena, jolloin telin akselit toimivat kuten yksittäisakselit. Sen sijaan vahvalla tierakenteella, joka pystyy jakamaan telikuorman kokonaisuutena, akselivälillä on merkittävä vaikutus teliakselin kuormitusvaikutukseen. Lyhyillä 1,0–1,2 metrin akseliväleillä telin kuormitusvaikutus lisääntyy jopa yhden akselikuorman verran yksittäisakseliinkin verrattuna. Toisaalta pitkällä, yli 1,6 metrin akseliväleillä telien akselit toimivat myös vahvalla tierakenteella yksittäisakselien lailla. (Ehrola 1996, s. 60–63; Thom 2008, s. 214.) On syytä korostaa, että akseliston kuormitusvaikutuksen suuruus on riippuvainen tarkasteltavasta vauriotyypistä: akselistotyyppillä on suurempi kuormitusvaikutus epätasaisuuden ja urautumisen kuin väsymishalkeilun suhteen (Hjort ym. 2008, s. 17). Peak-menetelmällä määritetyt tyypillisten akselivälien vaikutusten korjauskertoimet väsymishalkeilun sekä epätasaisuuden ja urautumisen osalta esitetään taulukossa 3 kaksiakselisille teleille ja taulukossa 4 kolmiakselisille teleille. Kaksiakseliteleilla korjauskertoimen arvo 2,00 ja kolmiakseliteleilla arvo 3,00 tarkoittavat, että akselit vaikuttavat yksittäisakselien lailla eli telin kustakin akselistä aiheutuva kuormitusvaikutus on yhtä suuri kuin yksittäisestä akselistä aiheutuva kuormitusvaikutus. Suuremmilla arvoilla telikuormitus on suurempi kuin vastaavasta määrästä yksittäisakseleita aiheutuva kuormitus.

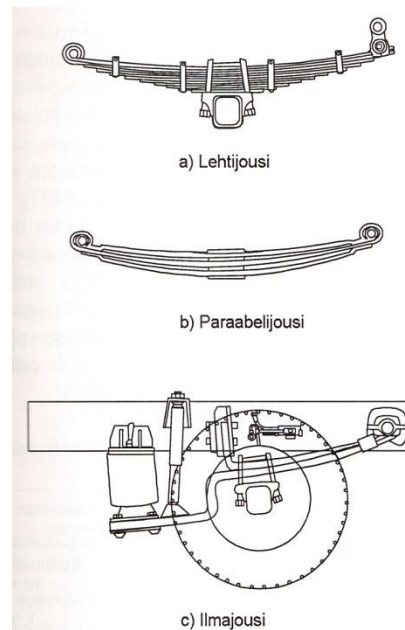
Taulukko 3: Kaksiakselisen telin akselivälin vaikutuksen korjauskerroin (Ehrola 1996, s. 63)

Akseliväli, m	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80
Väsymishalkeilu					
Vahva tierakenne	2,35	2,15	2,05	2,00	2,00
Heikko tierakenne	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Epätasaisuus ja urautuminen					
Vahva tierakenne	3,00	2,45	2,20	2,05	2,00
Heikko tierakenne	2,10	2,00	2,00	2,00	2,00
Vahva tierakenne: päällyste 130 mm, kantava kerros 650 mm					
Heikko tierakenne: päällyste 50 mm, kantava kerros 450 mm					

Taulukko 4: Kolmiakselisen telin akselivälin vaikutuksen korjauskerroin (Ehrola 1996, s. 63)

Akseliväli, m	1,20	1,40	1,60	1,80
Väsymishalkeilu				
Vahva tierakenne	3,20	3,05	3,00	3,00
Heikko tierakenne	3,00	3,00	3,00	3,00
Epätasaisuus ja urautuminen				
Vahva tierakenne	4,00	3,30	3,05	3,00
Heikko tierakenne	3,00	3,00	3,00	3,00
Vahva tierakenne: päällyste 130 mm, kantava kerros 650 mm				
Heikko tierakenne: päällyste 50 mm, kantava kerros 450 mm				

Ajoneuvon jousitus puolestaan vaikuttaa tierakenteeseen kohdistuvan kuormituksen suuruuteen erityisesti dynaamisen kuormituksen kautta – jousituksella voidaankin vaikuttaa ajoneuvon dynaamisia kuormituksia aiheuttavaan liikehdintään. Jousitusta ei kuitenkaan voida suunnitella täysin dynaamisten vaikutusten ehdoilla, sillä jousitus vaikuttaa myös ajoturvallisuuteen: jousituksen jäykkyyden vähentäminen vähentää kuormitusvaikutuksia, mutta samalla saa ajoneuvon kaatumaan helpommin. (Hjort ym. 2008, s. 25.) Raskaiden ajoneuvojen jousitukset voidaan jakaa kahteen pääryhmään, joita ovat teräsjouset ja ilmajouset. (Ehrola 1996, s. 70.) Kuvassa 10 esitetään kuorma-autojen tyypillisimmät jousitustyypit: ilmajousi sekä teräsjousista lehtijousi ja paraabelijousi.



Kuva 10: Kuorma-autojen tyypillisimmät jousitustyypit. (Ehrola 1996, s. 71)

Erityisesti vanhemmissa kuorma-autoissa yleisin jousitustyyppi on teräksinen lehtijousi. Lehtijousi on rakenteeltaan yksinkertainen ja se toimii samalla vaimentimena. Sen vaimennuskyky perustuu toisiaan hankaavien jousilehtien väliseen kitkaan. Lehtijousen vaimennuskyky ei riipu joustoliikkeen nopeudesta, eli jousi vaimentaa samalla voimalla niin pieniä ja nopeita iskuja kuin hitaita ja syviä joustoliikkeitäkin. Vaimennusominaisuudet tosin heikkenevät ajan myötä jousen ruostuessa ja likaantuessa. Lehtijousi joudutaan lineaarisen jousto-ominaisuutensa takia suunnittelemaan suurelle kuormitus-tasolle, minkä takia se on jäykkä ja ajomukavuudeltaan huono kevyellä kuormalla

ajettaessa. Lehtijousen kanssa voidaan käyttää apujousta, jonka avulla ajomukavuutta saadaan parannettua. Akselirakenteesta johtuen lehtijousitus itse kuuluu ajoneuvon jousittamattomaan massaan, minkä takia se on huonohko paitsi ajomukavuuden myös tierakenteeseen kohdistuvien rasitusten takia. (Ehrola 1996, s. 70–71.) Toisaalta Steven ym. (1999, s. 8) havaitsivat koetiekoneen avulla tehdyissä tutkimuksissa, että lehtijousitetun ajoneuvon dynaaminen kuormitusvaikutus ei ole juurikaan riippuvainen ajonopeudesta: nopeuden noustua arvosta 20 km/h arvoon 45 km/h, muuttui dynaamisen kuormituksen kerroin arvosta 0,126 arvoon 0,12.

Lehtijousen heikkouksien takia paraabelijousi on tullut yhä yleisemmäksi teräsjousitustyypiksi. Paraabelijousessa jousen lehden paksuus on muuttuva, jolloin joustojäykkyys pysyy vakiona kuormituksen muuttuessa. Paraabelijousessa jousilehdet eivät hankaa toisiaan, joten sillä ei ole samanlaista vaimennuskykyä kuin lehtijousella. Paraabelijouset edellyttävätkin erillisen vaimennuksen, joka on tyypillisesti nestevaimennin. Kun vaimennin on erillinen, voidaan sopivin vaimennin valita kuormitustarpeen mukaisesti, minkä lisäksi vaimennin on helppo vaihtaa sen menettäessä tehonsa. Nestevaimennin vaimentaa nopeat iskut heikommin kuin hitaat ja pitkät iskut, mikä ehkäisee tierasitusten kannalta haitallista korin nyökintää kaikista tehokkaimmin. Paraabelijousitus on myös rakenteeltaan huomattavasti lehtijousitusta kevyempi. Näistä syistä paraabelijousi on lehtijousta parempi vaihtoehto tierakenteen kuormitusten kannalta. (Ehrola 1996, s. 71–72.) Stevenin ym. tutkimuksissa (1999, s. 8) tosin todettiin, että paraabelijousitetun ajoneuvon dynaamisen kuormitusvaikutuksen suuruus riippuu selvästi ajonopeudesta: nopeuden noustua arvosta 20 km/h arvoon 45 km/h, muuttui paraabelijousitetun auton dynaamisen kuormituksen kerroin arvosta 0,084 arvoon 0,164, eli se lähes kaksinkertaistui.

Tierakenteen kuormitusten kannalta paraabelijoustakin parempi vaihtoehto on ilmajousitus (Thom 2008, s. 215; Ehrola 1996, s. 71). Ilmajousi mahdollistaa ajoneuvon jousitetun massan alhaisen ominaistajuuden, jolloin nopeissa dynaamisissa kuormitustilanteissa jouset toimivat pehmeästi. Ilmajouset ovat kuitenkin kalliimpia kuin teräsjouset, sillä ilmajousia käytettäessä tarvitaan erillinen iskunvaimennus, kallistuksenvaimennus sekä akselin tuenta. Ilmajousien yhteydessä käytetään tyypillisesti samantyyppistä nestevaimennusta kuin paraabelijousienkin kanssa. (Ehrola 1996, s. 71–72.) OECD:n koeratutkimuksessa (1998, s. 81) todettiin, että ilmajousitettu pyörä aiheutti päällysteeseen 15 % vähemmän epätasaisuutta ja 10 % vähemmän halkeamia kuin teräsjousitettu pyörä.

Myös jousitustyypeille on esitetty korjauskertoimia, joilla voidaan karkeasti arvioida jousitustyyppistä riippuvaa tien vaurioitumiseen vaikuttavaa dynaamisten kuormien lisäystä suhteessa tienpinnan tasaisuuteen (Ehrola 1996, s. 72). Kertoimet esitetään taulukossa 5. Kerrointen mukaan ilmajousitus vähentää dynaamisia kuormituksia parhaiten ja lehtijousitus huonoiten. Paraabelijousi sijoittuu näiden väliin.

Taulukko 5: Tien vaurioitumisen dynaamisten kuormitusten lisäkertoimet eri jousitustyypeille tasaisella ja epätasaisella tiellä (Ehrola 1996, s. 72)

Jousitustyyppi	Tasainen tie, IRI = 2	Epätasainen tie, IRI = 5
Ilmajousitus	1,05	1,10
Paraabelijousitus	1,10	1,20
Lehtijousitus	1,15	1,30

2.3.5 Rengastuksen ja rengaspaineen vaikutus

Ajoneuvon rengastuksella on oleellinen vaikutus tierakenteeseen välittyvän liikennekuormituksen suuruuteen, sillä koko ajoneuvosta aiheutuva kuorma välittyy tiehen lopulta renkaiden kautta. Kuorma-autoissa renkaat ovat tyypillisesti tavallisia yksikkörenkaita, leveitä yksikkörenkaita tai paripyörärenkaita, jolloin kaksi rengasta on vierekkäin. Renkaat voivat olla hyvinkin erilaisia niin mittojensa, rakenteensa kuin muiden ominaisuuksiensa osalta. Aikaisemmin yleinen rengastyyppi ristikudosrengas on nykyään harvinainen, ja nykyisin käytetyt renkaat ovat rakenteeltaan pääosin vyörengkaita. Vaikka erilaiset renkaat voivat ominaisuuksiltaan olla hyvinkin erilaisia, on niiden ja tienpinnan välinen vuorovaikutus kuitenkin pääpiirteiltään samanlainen. Kuormitettaessa ajoneuvon rengasta se painuu tienpintaa vasten ja litistyy. Renkaan ja tienpinnan välille muodostuu kosketuspinta, jonka koko ja muoto riippuvat renkaan koosta ja rakenteesta, rengaskuormasta, rengaspaineesta, ajoneuvon nopeudesta sekä renkaan asennosta tienpintaan nähden, johon puolestaan vaikuttavat renkaan kallistuskulma sekä ajoradan kaltevuus. Renkaan ja tienpinnan välinen kosketuspaine riippuu edellä lueteltujen tekijöiden lisäksi myös päällysteen kitkasta, renkaan pintakuvioinnista sekä mahdollisesta jarruttamisesta tai kiihdyttämisestä. Rengaskuormasta kohdistuu kosketuspintaan pystysuuntaisia puristusvoimia sekä horisontaalisia leikkausvoimia, joista jälkimmäiset vaikuttavat sekä renkaan pituus- että poikkisuunnassa. Kosketuspinta-alan suuruus sekä kosketuspaine määräävät lopulta tierakenteeseen kohdistuvan kuormituksen suuruuden: mitä suurempi on kosketuspinta-ala ja mitä pienempi on kosketuspaine, sitä pienempi on myös tierakenteeseen kohdistuva kuormitus. (Ehrola 1996, s. 33, 39, 45.)

Tyypillisesti raskaiden ajoneuvojen etuakselilla on tavallinen yksittäinen rengas, jonka leveys on alle 350 millimetriä. Yli 350 millimetrin levyistä leveää yksikkörengasta eli niin kutsuttua ”super singleä” käytetään tyypillisesti puoliperävaunuissa korvaamaan paripyörää. Yleisin raskaan liikenteen rengastusmuodoista on paripyörä, joka on etenkin raaka-ainekuljetuksissa sekä huonommilla teillä liikuttaessa selvästi yksittäisrengasta parempi vaihtoehto ajoneuvon stabiliteetin ja liikkeellelähdon kannalta. (Pihlajamäki 2001, s. 7.) Taulukossa 6 esitetään vuosien 1998–1999 akselimassatutkimuksen mukaiset eri rengastyyppien suhteelliset osuudet Suomen ajoneuvokannasta sekä ajoneuvotyypeittäin eriteltynä. Kuvassa 11 esitetään pyörätyypeistä leveä yksikkörengas eli super single –rengas sekä paripyörä. Tavallinen yksittäinen rengas on leveydeltään tyypillisesti leveän yksikkörenkaan sekä yksittäisen paripyörärenkaan väliltä.

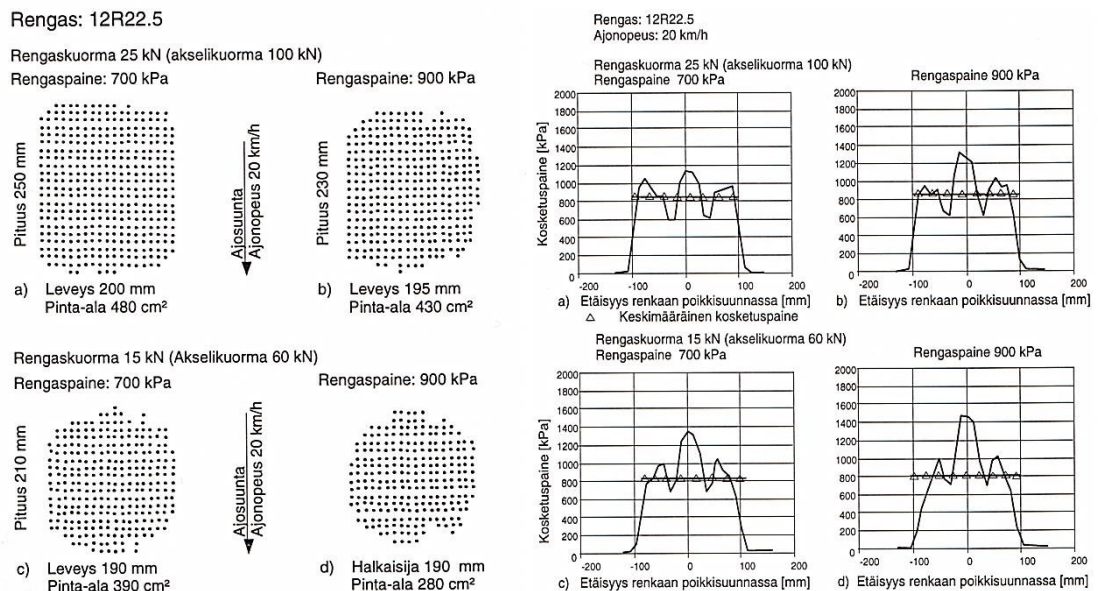
Taulukko 6: Rengastukset akseliosuuksina koko ajoneuvokannasta sekä ajoneuvotyypeittäin eriteltynä (Pihlajamäki 2001, s. 7)

	Kaikki	Linja-autot	Vetoautot	Puoliperävaunut	Varsinaiset perävaunut
Tavallinen yksittäinen rengas (< 350 mm)	23 %	53 %	40 %	2 %	1 %
Leveä yksittäinen rengas (> 350 mm)	15 %	0 %	5 %	77 %	14 %
Parirengas	63 %	47 %	56 %	21 %	85 %



Kuva 11: Leveä yksikkörenkas eli niin sanottu super single -renkas koossa 445/50R22,5 sekä paripyörärenkaat koossa 275/80R22,5. (Priest ym. 2005, s. 4)

Renkaan jäykkyyden kasvaminen lisää tiehen kohdistuvia kuormituksia, sillä jäykempi rengas vahvistaa ajoneuvosta aiheutuvia dynaamisia vaikutuksia (Lu ym. 2012, s. 2708). Renkaan halkaisijan ja leveyden kasvaessa suurentuu myös renkaan ja tienpinnan välinen kosketuspinta-ala. Samalla rengaspaineella kosketuspinta-ala kasvaa myös rengaskuorman suurentuessa, sillä tällöin rengas painuu enemmän kokoon. Vastaavasti rengaspaineen pienentyminen rengaskuorman pysyessä samana kasvattaa kosketuspinta-alaa, sillä pienemmällä rengaspaineella rengas litistyy enemmän. Renkaan kosketuspinnan koon ja muodon yhteyttä rengaspaineeseen sekä -kuormaan havainnollistetaan kuvassa 12. Samassa kuvassa esitetään myös kosketuspaineen jakauma renkaan poikkisuunnassa vastaavissa tilanteissa. Esimerkkitapauksissa renkaana on tyypillinen kuorma-autojen paripyörärenkastyyppi 12R22,5, jonka leveys on 12 tuumaa (305 mm) ja vanteen halkaisija 22,5 tuumaa (572 mm). Esimerkkirengas on rakenteeltaan vyörengas. (Ehrola 1996, s. 42–45.)



Kuva 12: Kuorma-auton paripyörärenkaan 12R22,5 kosketuskuvion muoto ja koko sekä kosketuspaineen jakauma renkaan poikkisuunnassa erilaisilla rengaskuormilla ja -paineilla. (Ehrola 1996, s. 43, 45)

Kuvasta 12 havaitaan, että tyypillistä akselikuormaa 100 kN vastaavalla 25 kN:n rengaskuormalla ja tavanomaisella rengaspaineella 700 kPa on kosketuskuvion muoto lähellä suorakaidetta. Kosketuskuvio pienenee kun rengaspainetta nostetaan ja kuormaa lasketaan, ollen lopulta lähes ympyränmuotoinen. Kosketuspaineen jakaumista havaitaan, että renkaan kolmeen pintakuviojonoon muodostuu selvät kosketuspaineen keskittymät. 25 kN:n rengaskuormalla ja tyypillisellä 700 kPa:n rengaspaineella kosketuspaine keskittymät ovat jokseenkin samansuuruisia ja huippuarvoiltaan noin 1,4–1,6-kertaisia rengaspaineeseen verrattuna. Rengaspaineen nostaminen 900 kPa:iin lisää selvästi renkaan keskikohdan kosketuspainetta, sillä rengaskuorman pysyessä samana rengaspaineen nostaminen jäykistää rengasta ja pienentää kosketuspinta-alaa. Tällöin kosketuspaineen maksimiarvo on hieman yli 1,4-kertainen rengaspaineeseen verrattuna. Vastaavasti rengaskuorman pienentäminen aiheuttaa vastaavanlaisen kosketuspaineen keskittymän renkaan keskikohtaan. Tällöin 700 kPa:n rengaspaineella on maksimikosketuspaine noin 1,8-kertainen rengaspaineeseen nähden ja 900 kPa:n rengaspaineella noin 1,7-kertainen. (Ehrola 1996, s. 43–46.)

Vastaavasti on havaittu, että kuorma-auton tavallisella ja leveällä yksikkörenkaalla kosketuspinnan muoto on myös suorakaiteen muotoinen, mutta suorakaiteen pidempi sivu on renkaan kulkusuuntaan nähden poikkisuunnassa. Tyypillisesti yksikkörenkaan ja leveän yksikkörenkaan kosketuspinta-alat ovat pienempiä kuin kahden paripyörärenkaan yhteinen kosketuspinta-ala. Yksikkörenkaiden kosketuspinnan koko muuttuu vastaavasti rengaskuorman ja rengaspaineen mukaan kuin paripyörärenkaillakin, mutta kosketuskuvion muoto pysyy yksikkörenkailla jokseenkin samanlaisena rengaspaineesta ja -kuormasta riippumatta. Leveän yksikkörenkaan kosketuspainejakauma on jokseenkin tasainen renkaan poikkisuunnassa, kun taas tavallisen yksikkörenkaan kosketuspainejakaumassa suurimmat kosketuspaine keskittymät ovat tyypillisesti renkaan reunoilla ja keskellä. (Ehrola 1996, s. 47–48.)

Vastemittauksiin perustuvissa tutkimuksissa on havaittu, että erot kuormitusvaikutuksissa eri rengastyypin välillä ovat jokseenkin pieniä alusrakenteen ja tierakenteen deformaation osalta, kun taas päällysteen väsymishalkeilun kannalta ne ovat erittäin merkittäviä. Päällystepaksuuden kasvaminen tosin vähentää merkittävästi renkaiden osuutta tien väsymisvaurioitumiseen. Pääsääntöisesti paripyörärenkaan kuormitusvaikutus on pienin, tavallisen yksikkörenkaan suurin ja leveän yksikkörenkaan kuormitusvaikutus näiden väliltä, kun verrataan samankaltaisissa tilanteissa mahdollisia rengasvaihtoehtoja. Yksikkörenkaiden suurempi kuormitusvaikutus selittyy pienemmällä kosketuspinta-alalla ja tästä johtuvalla suuremmalla kosketuspaineella. Lisäksi kosketuspaineiden jakaumat ovat usein epätasaisempia yksikkörenkailla kuin paripyörärenkailla. Yksikkörenkaiden leveyden vaikutukselle päällysteen deformaation ja väsymishalkeilun suhteen on esitetty taulukon 7 mukaisia korjauskertoimia, kun vertailukohtana olevan paripyörärenkaan korjauskerroin on 1,0 ja akselikuorma on suuruudeltaan 100 kN. (Ehrola 1996, s. 64–66.) Taulukon perusteella voidaan arvioida, että lisäämällä yksikkörenkaan leveyttä 200 millimetrillä voidaan suhteellista kuormitusvaikutusta pienentää noin 61 %.

Taulukko 7: Yksikkörenkaan leveyden vaikutuksen korjauskertoimet (Ehrola 1996, s. 66)

Renkaan nimellisleveys (mm)	250	300	350	400	450
Rengastyypin korjauskerroin	3,20	2,50	1,95	1,60	1,25

Käytettävien renkaiden kehityssuunta Euroopassa on ollut kohti halkaisijaltaan pienempiä renkaita ja korkeampia rengaspaineita. Pienemmät renkaan halkaisijat mahdollistavat matalamman ajoneuvon alustan, joka puolestaan mahdollistaa ajoneuvon kuljetuskapasiteetin kasvun, sillä tällöin suurempi osa ajoneuvon korkeudesta voidaan hyödyntää tavaratilana. Korkeampi rengaspaine myös pienentää polttoaineenkulutusta. Rengastyypin osalta leveät yksikkörenkaat ovat alkaneet yleistyä ja niitä käytetään yhä yleisemmin paripyörien tilalla. Leveiden yksikkörenkaiden etuja paripyöriin nähden ovat pienempi massa, pienempi polttoaineenkulutus ja rengaskustannusten väheneminen. (COST 334 2001, s. 9–15; Hjort ym. 2008, s. 22.) Leveiden yksikkörenkaiden yleistyminen paripyörien tilalla on johtanut useisiin tutkimuksiin tämän kehityssuunnan vaikutuksista, sillä käytännössä leveiden yksikkörenkaiden kosketuspinta-ala on pienempi ja rengaspaine suurempi, mikä johtaa suurempaan kuormitusvaikutukseen. COST 334 -tutkimuksessa (2001, s. 136–137, 151–154) vertailtiin leveiden yksikkörenkaiden ja paripyörärenkaiden vaikutuksia kolmen eri vaurioitumistyyppin osalta. Vertailtavat renkaat olivat kosketuspinta-alaltaan ja muilta ominaisuuksiltaan kuten halkaisijaltaan toisiaan vastaavia. Päällysteen plastisen deformaation ja tiivistymisen osalta havaittiin, että leveät yksikkörenkaat aiheuttivat hieman vähemmän päällysteen plastista deformaatiota ja tiivistymistä kuin paripyörärenkaat. Muiden vauriotyyppien osalta tilanne oli päinvastainen: sitomattomien kerrosten ja pohjamaan deformaation johtuvan urautumisen sekä väsymisvaurioitumisen osalta leveiden yksikkörenkaiden havaittiin aiheuttavan paripyörärenkaita enemmän vaurioitumista. Syy tähän on se, että tien pintakerroksia tarkasteltaessa paripyörät toimivat tierakenteen kannalta kuin kaksi erillistä rengasta, mutta tien syvempiä kerroksia tarkasteltaessa ne toimivat kuin yksittäinen rengas, jonka kokonaisleveys on leveää yksittäisrengasta suurempi paripyörien välissä olevan raon takia. Kaikkien vaurioitumistyyppien osalta tärkeimmäksi vaurioitumiseen vaikuttavaksi tekijäksi havaittiin kosketuspinta-alan leveys, jonka kasvaessa päällysteen vaurioituminen vähenee. Myös kosketuspinta-alan ja kosketuspaineen todettiin olevan erittäin merkittäviä tekijöitä vaurioitumisen suhteen: suurempi kosketuspinta-ala ja pienempi kosketuspaine aiheuttivat vähemmän vaurioita. Samassa yhteydessä todettiin, että renkaan halkaisijan pienentäminen kosketuspinnan leveyden pysyessä samana lisää vaurioitumista, sillä tällöin kosketuspinta-ala pienenee. Rengastuksen ominaisuuksien havaittiin vaikuttavan tierakenteen vaurioitumiseen sitä enemmän, mitä ohuempi tierakenne oli, joten rengastuksella on merkitystä erityisesti alemman tieverkon osalta. (COST 334 2001, s. 136–137, 151–154.) Tavallisten yksikkörenkaiden korvaaminen leveillä yksikkörenkailla esimerkiksi vetävissä akseleissa luonnollisesti vähentää renkaiden aiheuttamaa kuormitusvaikutusta (Hjort ym. 2008, s. 30).

Sittemmin super single –renkaiden lisäksi markkinoille on tullut niin kutsuttuja ”uuden sukupolven” leveitä yksikkörenkaita (*new generation wide-base tire*), jotka eroavat super single –renkaista rakenteeltaan ja mittasuhteiltaan. Uudemman rengastyypin renkaat ovat leveämpiä, niiden kosketuspaineet ovat pienempiä ja kosketuspainejakau-
mat tasaisempia kuin perinteisillä leveillä yksikkörenkailla. G. Wangin (2009, s. 218) mukaan super single –renkaan kuormitusvaikutus on suurempi kuin uuden sukupolven leveällä yksikkörenkaalla tai paripyörillä. H. Wang puolestaan havaitsi tutkimuksessaan (2011, s. 156), että uuden sukupolven leveiden yksikkörenkaiden kuormitusvaikutus tien pintarakenteen vaurioitumiseen on vastaava tai pienempi kuin paripyörillä, mutta tien syvempien kerrosten osalta kuormitusvaikutus on paripyöriä suurempi. Leveiden yksikkörenkaiden kehityssuunta on siis kohti kuormitusvaikutuksiltaan paripyörää vastaavaa rengasta.

Vertailtaessa muita rengastyyppejä paripyöriin tyypillisesti oletetaan, että kuormitus jakautuu tasaisesti paripyörien kesken. Käytännössä kuormitus voi jakautua paripyörien kesken hyvinkin epätasaisesti esimerkiksi erisuuruisten rengaspaineiden, erilaisten renkaiden rakenteiden tai akselin taipumisen takia. Tutkimustulokset kuormituksen epätasaisen jakautumisen vaikutuksista ovat osittain ristiriitaisia: G. Wangin (2009, s. 218) mukaan kuormituksen epätasaisesta jakautumisesta johtuen paripyörien kuormitusvaikutus voi olla huomattavasti super single –pyörää suurempi. Toisaalta COST 334 -tutkimuksessa (2001, s. 153) todettiin, että yksittäisen paripyörän kohdalla kuormituksen epätasaisella jakautumisella ei ole merkittävää vaikutusta muihin kuormitustekijöihin verrattuna. Oletettavasti yksittäisen renkaan kuormitusvaikutus on sitä merkittävämpi, mitä pienemmälle rengasmäärälle kokonaiskuormitus jakautuu.

Rengaspaineella on selvä yhteys renkaan kuormitusvaikutukseen: korkeammalla rengaspaineella rengas jäykistyy ja kosketuspinta-ala pienenee, jolloin kosketuspaine kasvaa. Toisaalta pienemmällä rengaspaineella rengas painuu enemmän kasaan ja kosketuspinta-ala kasvaa, jolloin kosketuspaine pienenee. Kosketuspinta-alan pienenemisen 10 %:lla on havaittu lisäävään tierakenteen vaurioitumista 9–39 %. (COST 334 2001, s. 152.) H. Wangin mukaan (2011, s. 155–156) ohuilla päällystepaksuuksilla rengaskuormalla on määräävä vaikutus pohjamaan vasteiden kannalta tavanomaisissa lämpötiloissa, kun taas rengaspaineella on määräävä vaikutus asfalttipäällysteen vasteisiin erityisesti korkeammissa lämpötiloissa. Alle 150 millimetrin päällystepaksuuksilla on rengaspaineella havaittu olevan selvä yhteys renkaan kuormitusvaikutukseen päällysteen väsymishalkeilun osalta. 80 millimetrin päällystepaksuudella on havaittu 20 prosentin rengaspainelisäyksen nostavan kuormitusvastaavuuden 1,1–1,4 –kertaiseksi rengastyypistä riippuen. Yli 150 millimetrin päällystepaksuuksilla rengaspaineen vaikutus päällysteen väsymishalkeiluun on enää hyvin vähäinen. Vyörenkaiden osalta rengaspaineella on selvästi suurempi vaikutus väsymishalkeiluun kuin ristikudosrenkailla: vyörenkailla 200 kPa:n rengaspaineen lisäyksen on havaittu nostavan päällysteen väsymishalkeiluriskiä 56 % yksikkörenkailla ja 35 % paripyörärenkailla, kun ristikudosrenkaiden vastaavat luvut ovat 26 % ja 15 %. Päällysteen urautumisen suhteen on vastaavan rengaspaineen lisäyksen havaittu lisäävän päällysteen urautumisriskiä noin 30–40 % kummallakin rengastyypillä. (Ehrola 1996, s. 67–68.) COST 334 -tutkimuksessa puolestaan osoitettiin todellisen rengaspaineen ja renkaalle suositellun paineen suhteen olevan kriittinen paksujen asfalttipäällysteiden deformatumisen sekä ohuempien asfalttipäällysteiden osalta rakennekerrosten deformatumisen kannalta. 10 % suositeltua suuremman rengaspaineen havaittiin lisäävän tierakenteen vaurioitumista noin 15 %. (COST 2001, s. 152.) Rengaspaineelle on esitetty taulukon 8 mukaisia yhdistettyjä korjauskertoimen arvoja sekä päällysteen deformatumisen että väsymisvaurioitumisen osalta. Kuvassa 13 havainnollistetaan rengaspaineen vaikutusta renkaan käyttäytymiseen ja kosketuspinta-alaan.

Taulukko 8: Rengaspaineen vaikutuksen korjauskertoimet (Ehrola 1996, s. 68)

Rengaspaine	600 kPa	800 kPa	1000 kPa
Vyörengas	0,65	1,00	1,40
Ristikudosrengas	0,80	1,00	1,25



Kuva 13: Rengaspaineen vaikutus renkaan muotoon ja kosketuspinta-alaan: vasemmalla oikea rengaspaine, keskellä liian pieni rengaspaine ja oikealla liian suuri rengaspaine. (Tyreright 2012)

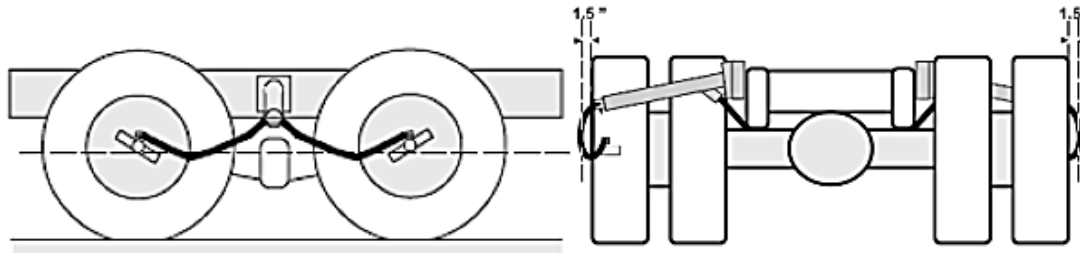
Myös Suomessa on mitattu super single –renkaan sekä paripyörärenkaan kosketuspinta-aloja sekä kosketuspaineita erilaisilla rengaspaineilla ja –kuormilla VTT:N HVS-kokeiden yhteydessä. Mittaustulokset on julkaistu Korkiala-Tantun väitöskirjassa (2008). Tässä työssä niitä hyödynnettiin renkaan ja tienpinnan välisen kosketuspinta-alan koon arvioinnissa mallinnusta varten. Mittaustulokset esitetään liitteessä 3.

Käytännön sovelluksissa usein oletetaan, että kosketuspaine renkaan ja tien välisellä kosketuspinnalla on tasainen ja arvoltaan yhtä suuri kuin rengaspaine. Usein kosketuspinnan oletetaan myös olevan ympyränmuotoinen. Tämänlaiset oletukset helpottavat käytännön sovelluksia huomattavasti, mutta ne eivät ole totuudenmukaisia. (Thom 2008, s. 212–214.) Vyörenkailla kosketuspinta on tyypillisesti nelikulmion muotoinen. Todellisen, renkaan pintakuviointista riippuvan kosketuspinta-alan ja oletetun, renkaan reunojen rajaaman kosketuspinta-alan ero voi olla jopa yli 20 %, millä on merkittävä vaikutus todellisen kosketuspaineen suuruuteen. Kosketuspinnalla vaikuttavan kosketuspaineen puolestaan on todettu olevan epätasainen ja eroavan rengaspaineesta huomattavastikin. (COST 334 2001, s. 48.) H. Wangin (2011, s. 153–156) tutkimus osoitti, että todellinen kolmiulotteinen kosketuspaine aiheuttaa ohueen päällysteeseen enemmän väsymishalkeamia ja päällysteen deformaatiota, mutta vähemmän sitomattomien kerrosten vaurioita kuin tasaiseksi oletettu kosketuspaine. Myös paksuilla päällysteillä oletus tasaisesta kosketuspaineesta johtaa tierakenteen pintakerrosten vaurioitumisen aliarviointiin. Samassa tutkimuksessa myös renkaan kääntymisen, jarruttamisen ja kiihdyttämisen todettiin vaikuttavan niin merkittävästi kosketuspaineen jakaumaan, että Wang suositteli ohjausliikkeistä aiheutuvien lisäkuormien huomioimista erityisissä tienkohdissa kuten risteyksissä.

2.3.6 Säädetty rengaspainejärjestelmä

Säädetty rengaspainejärjestelmällä, englanniksi *tyre pressure control (TPC) system* tai *central tyre inflation (CTI) system*, tarkoitetaan tyypillisesti raskaaseen ajoneuvoon asennettua automaattista järjestelmää, jonka avulla kuljettaja voi säätää ajoneuvon rengaspaineita ajon aikana joko suuremmiksi tai pienemmiksi (Munro & MacCulloch 2008, s. 13). Järjestelmän ansiosta renkaan ajettavuusominaisuuksia sekä renkaan ja tienpinnan kosketuspinta-alaa voidaan muuttaa rengaspainetta säätämällä tieolosuhteisiin ja kuormituksiin nähden sopivaksi. Suomen ensimmäinen säädetty rengaspainejärjestelmällä varustettu puutavara-auto otettiin käyttöön vuonna 2008 (Vuorimies ym. 2009, s. 6). Järjestelmä muodostuu ilmakompressorista, venttiileistä ja niiden säätöyksiköstä, paineilmaletkuista, ajoneuvon ohjaamoon asennetusta käyttöpäätteestä sekä kiinnikkeistä ja muista tarvikkeista (TPC International 2013, s. 3). Järjestelmän rengaskytkeä havainnollistetaan kuvassa 14. Säädetty rengaspainejärjestelmän toimintaperiaate on yksinkertainen: rengaspaineita nostettaessa järjestelmä ohjaa kontrolloidusti kompressorista ilmaa letkujen kautta ajoneuvon renkasiin, ja

rengaspaineita laskettaessa renkaista poistetaan ilmaa avaamalla kontrolloidusti renkaiden ilmvventtiilejä. Järjestelmä säilyttää määritellyn rengaspaineen tasaisesti kaikissa pyörissä, mukaan lukien paripyörät. (Munro & MacCulloch 2008, s. 15–16.)



Kuva 14: Säädettävän rengaspainejärjestelmän kytkennät renkaisiin. (TPC International 2013, s. 49, 50)

Säädettävällä rengaspainejärjestelmällä on monia etuja, joihin lukeutuvat esimerkiksi tasainen kosketus tienpintaan, ajettavuusominaisuuksien paraneminen vaikeissa olosuhteissa, renkaiden tasaisempi kuluminen ja käyttöiän piteneminen, värinän väheneminen sekä tierakenteen kuormitusten ja vaurioitumisen väheneminen. Euroopassa CTI-järjestelmää käytetään tyypillisesti puutavara-autoissa, sillä niillä joudutaan liikkumaan alemmalla tieverkolla ja metsäautoteillä raskaan puukuorman kanssa, jolloin kantavuusongelmat ovat ilmeisiä erityisesti kelirikkoaikoina. (Siekkinen 2011, s. 27–29.) CTI-järjestelmään liittyvä tutkimus on keskittynytkin järjestelmän käytön hyötyihin puutavara-autoissa alemmalla tieverkolla ja metsäautoteillä. Suomessa tehdyt vastemittaukset Vesilahden koetiellä osoittivat, että CTI-järjestelmällä varustetun puutavara-auton aiheuttamat rasitukset tierakenteeseen vähenivät selvästi rakenteen yläosassa, kun rengaspainetta laskettiin. Paineita mitattiin kolmella maanpainerasialla, jotka olivat 120, 230 ja 390 millimetrin syvyydellä tien pinnasta. Tutkimuksessa havaittiin, että etupyörän paineen alentaminen 41 %:lla pienensi ylimmän ja keskimmäisen anturin mittaamia paineita noin 17 %. Sen sijaan syvimmällä sijainneen paineanturin tasolla vallitseviin paineisiin ei rengaskuorman pienentämisellä havaittu olevan merkitystä. Kaikkiaan käytettävissä olleen rengaspaineen säätövaran havaittiin pienentävän tien pinnalla vallitsevia paineita noin 30 %, ja tämän vaikutuksen havaittiin häviävän noin 0,4 metrin syvyydellä. (Vuorimies ym. 2009, s. 44–49.) Skotlantilaisella metsätiellä tehdyssä tutkimuksessa tehtiin samansuuntaisia havaintoja: rengaspaineen laskeminen pienensi tierakenteen pintaosissa vallitsevia jännityksiä, ja noin 0,4 metrin syvyydellä tien pinnasta vastaava vaikutus oli enää hyvin vähäinen. Eniten rengaspaineen laskemisen havaittiin vaikuttavan uuden sukupolven leveän yksikköpyörän aiheuttamiin jännityksiin. (Vuorimies ym. 2012, s. 44.) Myös latvialainen tutkimus osoitti, että alennettu rengaspaine vähentää merkittävästi tierakenteen yläosaan aiheutuvia kuormitusvaikutuksia, jolloin myös tien käyttöikä pitenee huomattavasti (Zariņš 2013, s. 25–27). CTI-järjestelmän jokseenkin korkea hinta hidastaa todennäköisesti sen käytön yleistymistä Suomessa, sillä järjestelmä jää kokonaan ajoneuvon omistajan maksettavaksi, vaikka siitä hyötyvät myös tienpitäjät. Asennettuna järjestelmän hinta on vaihdellut noin välillä 18000–30000 euroa (Metsätrans 2009, s. 45; Metsätrans 2011, s. 78). Raskaiden ajoneuvojen kokonaismassojen nostamisen myötä säädettävälle rengaspainejärjestelmälle voisi olla laajempaa käyttöä Suomessa. Järjestelmä mahdollistaisi rengaspaineen säätämisen alhaisemmaksi esimerkiksi siirryttäessä pääteiltä alemmalle tieverkolle. Tutkimusten valossa järjestelmän hyödyntäminen voisi tällöin vähentää tierakenteen pintakerrokseen kohdistuvaa rasitusta ja siitä aiheutuvia vaurioita.

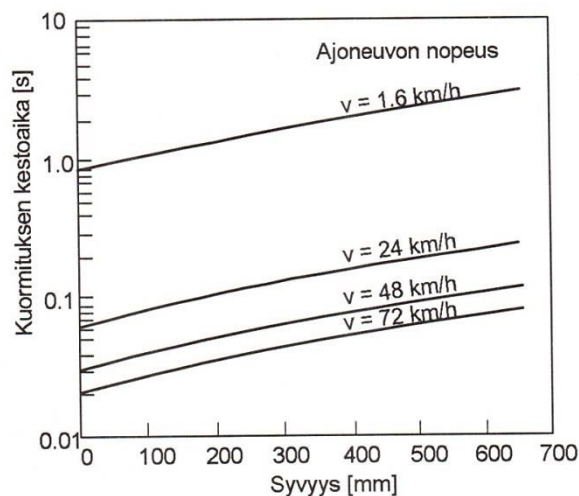
2.3.7 Nopeuden vaikutus

Tiellä liikkuvan ajoneuvon nopeus vaikuttaa osaltaan siihen, kuinka suuri kuormitus tierakenteeseen kohdistuu. Ajoneuvojen nopeuksien kasvaessa yksittäisen renkaan kuormitus aika tiettyssä pisteessä vähenee, mutta kuormitustiheys eli kuormituskertojen lukumäärä aikayksikössä kasvaa. Hitailla nopeuksilla dynaamisen kuormituksen suuruus on pienempi, sillä hitaasti liikkuvaan ajoneuvoon ei aiheudu yhtä voimakkaita liikkeitä kuten pystyheilahtelua kuin nopeammin liikkuvaan ajoneuvoon. (Hjort ym. 2008, s. 19, 32; Lu ym. 2009, s. 2707; Thom 2008, s. 216–217.) Dynaamisen kuormituksen suuruuden ohella kuormitusnopeus vaikuttaa myös tien rakennekerrosten ja alusrakenteen materiaaliominaisuuksien kautta. Bitumisella sideaineella sidotun kerroksen moduuli on riippuvainen kuormitusnopeudesta, ja kuormituksesta aiheutuva jännitys puolestaan on riippuvainen tästä moduulista. Lisäksi kuormitusnopeus vaikuttaa sitomattomien materiaalien plastiseen muodonmuutokseen käyttäytymiseen. (Korkiala-Tanttu 2008, s. 64.) Veden kyllästämään maa-ainekseen voi lisäksi aiheutua huokosveden ylipainetta suurilla kuormitustiheyksillä, jolloin sen lujuus ja jäykkyys alenevat (Thom 2008, s. 216). Suunniteltaessa tierakenteita elastiseen teoriaan perustuen, tulisi jokaisen tierakenteen materiaalin suunnittelussa käytettävä jäännösmoduuli valita tien nopeustaso huomioiden. Suuremmilla nopeuksilla myös moduulit ovat suurempia, jolloin muodonmuutokset ovat vastaavasti pienempiä. Viskoelastiseen teoriaan perustuvia menetelmiä käytettäessä ajoneuvojen nopeus vaikuttaa suoraan kuormituksen keston kautta, sillä toisin kuin elastiset menetelmät, viskoelastiset menetelmät ovat aikariippuvaisia. (Huang 2012, s. 30.) Ehrolan (1996, s. 42) mukaan rengaskuorman kuormitusaika tarkastelupisteessä riippuu kääntäen verrannollisesti ajoneuvon nopeudesta ja suoraan verrannollisesti tarkastelusyvytydestä. Päälysteen pintaosassa kuormitusaikaa voidaan arvioida karkeasti kaavan 2 avulla.

$$t = \frac{1}{v} \quad (2)$$

jossa t on kuormitusaika, s
 v on ajoneuvon nopeus, km/h.

Syvämmällä tierakenteessa kuormitusaikaa voidaan arvioida kuvassa 15 esitetyn nomogrammin avulla.



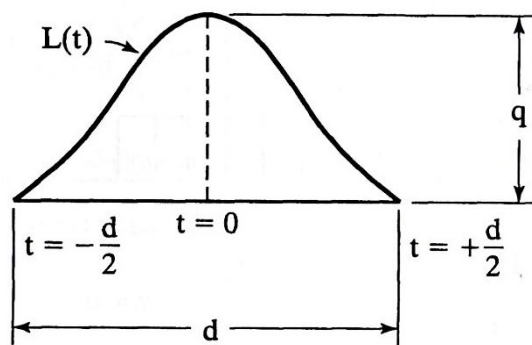
Kuva 15: Ajoneuvon nopeuden ja tarkastelusyvytyden vaikutus renkaan kuormitusaikaan tierakenteessa. (Ehrola 1996, s. 42)

Huang (2012, s. 88) puolestaan on esittänyt, että kuormituksen kesto riippuu ajoneuvon nopeudesta sekä renkaan kosketuspinta-alasta kaavan 3 mukaisesti:

$$d = \frac{12a}{s} \quad (3)$$

jossa d on kuormitusaika, s
 a on renkaan ja tienpinnan välisen kosketuspinta-alan säde, m
 s on ajoneuvon nopeus, m/s.

Kaavan 3 perustana on oletus siitä, että kuormituksella ei ole merkittävää vaikutusta tarkastelupisteeseen, kun se sijaitsee etäisyydellä $6a$ tarkastelupisteestä. Kuormituksen keston avulla voidaan liikkuvan kuormituksen intensiteetti L tarkastelupisteen suhteen määritellä ajasta riippuvaiseksi haversini-funktioksi kuvan 16 ja kaavan 4 mukaisesti.



Kuva 16: Liikkuvan kuorman suuruus ajan funktiona. (Huang 2012, s. 88)

$$L(t) = q \sin^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi t}{d}\right) \quad (4)$$

jossa L on liikkuvan kuorman intensiteetti tarkastelupisteen suhteen, kPa
 q on kuorman suuruus, kPa
 t on tarkasteluajankohta, s
 d on kuormituksen kesto, s.

Näin määriteltynä liikennekuormituksen suuruus tarkasteltavan pisteen suhteen saa arvon 0, kun liikkuvan kuorman sijainti tarkastelupisteen suhteen on $\pm d/2$, ja arvon q , kun kuorma on suoraan tarkastelupisteen päällä. (Huang 2012, s. 88.)

Kuormitusnopeuden vaikutus tierakenteen vasteisiin ja vaurioitumiseen on jokseenkin vähän tutkittu asia erityisesti tierakenteen sitomattomien materiaalien osalta. Tutkimuksissa on kuitenkin havaittu, että kuormitusnopeus vaikuttaa asfalttipäällysteen jäykkyyteen ja tätä kautta sitomattomien kerrosten jännitystilaan. Kuormitusnopeuden on myös havaittu vaikuttavan suoraan sitomattomien materiaalien plastiseen käyttäytymiseen. Käytännössä kuormitusnopeuden kasvattamisen on havaittu pienentävän tierakenteessa vallitsevaa pystyjännitystä, kuten taulukosta 9 voidaan havaita. (Korkiala-Tanttu 2007, s. 123–125.)

Taulukko 9: Keskimääräiset pystyjännitykset alusrakenteen kolmessa eri osassa eri kuormitusnopeuksilla. (Mukailtuna Korkiala-Tanttu 2007, s. 125)

Kuormitusnopeus, km/h	Pystyjännitys alusrakenteen yläosassa (0–128 mm), kPa	Pystyjännitys alusrakenteen keskiosassa (128–280 mm), kPa	Pystyjännitys alusrakenteen alaosassa (280–420 mm), kPa
8	140	112	62
10	132	110	60
16	125	106	58
20	120	103	57
80 (ekstrapoloitu)	97	91	50
Pystyjännityksen pienentyminen kuormitusnopeuden muuttuessa 10–80 km/h	27 %	17 %	16 %

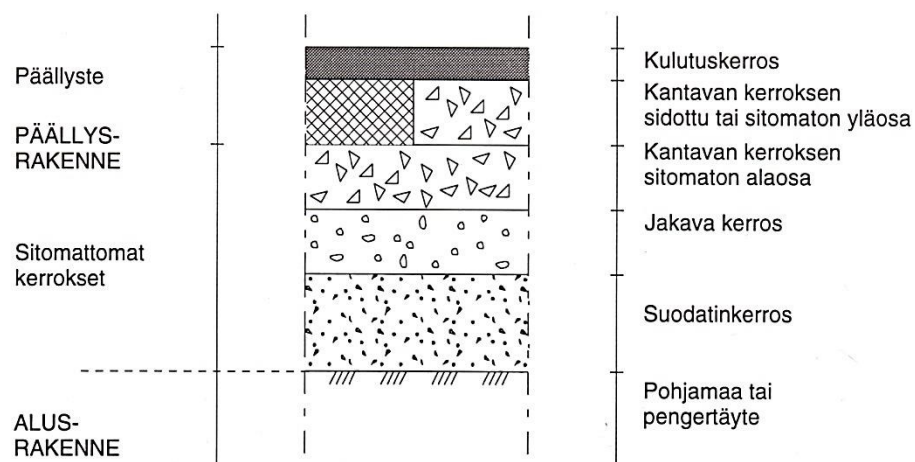
Kuormitusnopeuden vaikutus on voimakkaasti riippuvainen tierakenteen ominaisuuksista kuten materiaaliparametreista sekä vallitsevasta lämpötilasta. Kuormitusnopeuden pienentämisen arvosta 80 km/h arvoon 12 km/h on havaittu lisäävän sitomattomien kerrosten urautumista +25 °C lämpötilassa noin 20–25 % ja +10 °C lämpötilassa noin 10–15 %. Tierakenne urautuu siis herkemmin alhaisilla nopeuksilla ja korkeammissa lämpötiloissa. Käytännössä kuormitusnopeudella on merkittävämpi vaikutus tierakenteen urautumiseen bitumisten materiaalien viskoplastisen käyttäytymisen kuin sitomattomien materiaalien plastisen käyttäytymisen kautta. Nopeuden vaikutus on riippuvainen myös tarkastelusyvyyydestä: nopeudella on sitä pienempi vaikutus, mitä alempana tarkastelutaso on tienpinnasta. (Korkiala-Tanttu 2007, s. 123–126.)

3 Liikennekuormasta aiheutuvat jännitykset ja vauriot joustavassa tierakenteessa

3.1 Tyypillinen kerroksellisen, joustavan tien rakenne

Tierakenteen tulee kestää lukuisia erityyppisiä liikenteestä ja ympäristöstä aiheutuvia rasituksia, jotta se täyttäisi tierakenteelle asetetut toiminnalliset ja rakenteelliset vaatimukset. Liikenteestä kohdistuu tiehen toistuvaa ja intensiteetiltään vaihtelevaa kuormitusta ja kulutusta. Tien alusrakenteen routiminen aiheuttaa epätasaisia routanousuja ja tierakenteen kantavuuden vaihteluja. Ympäristön lämpötilanvaihteluista aiheutuu tiehen termisiä kuormituksia, ja kosteuspitoisuuden vaihtelevuus vaikuttaa tien rakennemateriaalien kantavuuteen. Tierakenteet muodostuvatkin tyypillisesti useista rakennekerroksista, jotka yhdessä ottavat vastaan ja tasaavat liikenteestä ja ympäristöstä aiheutuvia rasituksia. Teiden päällysrakenteiden perustyyppinä ovat joustavat, puolijäykät ja jäykät päällysrakenteet sekä kiveys- ja sorapäällysteiset rakenteet. Tässä työssä näistä keskitytään vain joustavaan päällysrakenteeseen. Yhteistä kaikkien rakennetyyppien toiminnalle on se, että päällysrakenteen tulee jakaa kuormitukset alemmille kerroksille ja edelleen alusrakenteelle niin, että niiden kuormituskestävyys ei ylitä eikä niihin synny liian suurta pysyvää deformaatiota. (Ehrola 1996, s. 135–138.)

Tyypillinen joustava päällysrakenne muodostuu sekä sidotuista että sitomattomista rakennekerroksista. Mitä jäykempi rakenne on, sitä paremmin ja laajemmalle alueelle se jakaa kuormituksen, jolloin alusrakenteen pinnalla vaikuttava puristusjännitys pienenee. Toisaalta rakenteen jäykkyyden kasvaessa kasvaa myös vetojännitys sidottujen kerrosten alapinnassa. Tästä syystä sidottujen kerrosten jäykkyyden tulee olla sopivassa suhteessa sitomattomien kerrosten jäykkyyteen. Tien rakennekerrosten materiaalien raekoko ja jäykkyys kasvavatkin alhaalta ylöspäin. Kerroksellisen rakenteen käyttö mahdollistaa erilaatuisten materiaalien käyttämisen samassa rakenteessa: alemmissa kerroksissa, joihin kohdistuva kuormitus on pienempi, voidaan käyttää heikompia materiaaleja kuin ylemmissä kerroksissa, joihin kohdistuvat rasitukset ovat suurempia. Kerroksellinen rakenne on myös tyypillisesti jokseenkin paksu: rakennepaksuuden kasvattaminen parantaa rakenteen toimintaa routimista vastaan. (Ehrola 1996, s. 135–138.) Tyypillinen joustavan päällystetyn tien rakenne esitetään kuvassa 17.



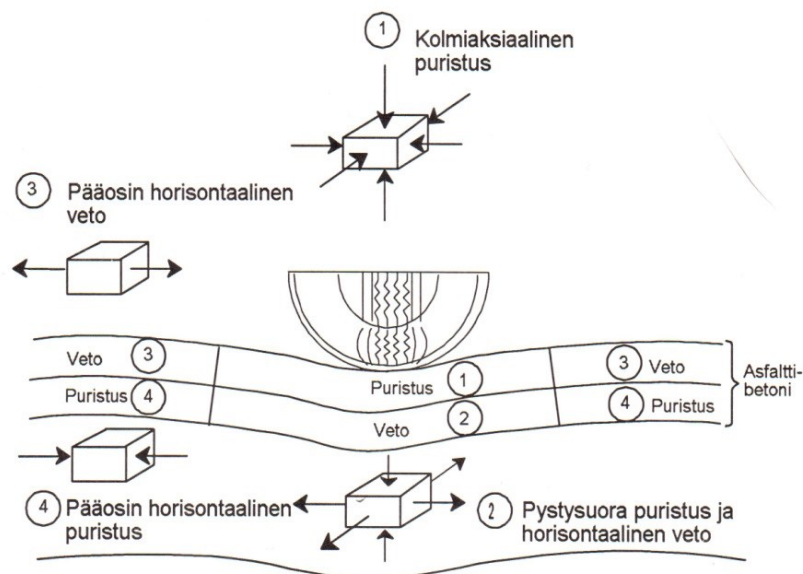
Kuva 17: Päällystetyn tierakenteen tyypilliset rakennekerrokset. (Ehrola 1996, s. 138)

Suomessa tyypillisessä joustavassa päällysrakenteessa päällyste on bitumisella sideaineella sidottu joustava kerros ja muut rakennekerrokset ovat sitomattomia. Sidottuja kerroksia ovat kulutuskerros ja mahdollisesti myös kantavan kerroksen yläosa. Sitomattomia kerroksia ovat kantava kerros tai vain sen alaosa, jakava kerros sekä suodatinkerros. Suodatinkerros tarvitaan aina, kun tie rakennetaan routivan pohjamaan päälle. Sen tärkein tehtävä on estää tierakenteen ja pohjamaan materiaalien sekoittuminen sekä katkaista veden kapillaarinen nousu ylempiin rakennekerroksiin. Suodatinkerros myös lisää tien kuormituskestävyyttä sekä pienentää ja tasaa roudasta aiheutuvia liikkeitä. Suodatinkerros tehdään routimattomasta materiaalista, yleensä hiekasta. Louherakenteessa suodatinkerros korvataan tyypillisesti suodatinkankaalla. Jakava kerros tarvitaan, kun alusrakenne on rakeisuudeltaan hiekkaa tai sitä hienorakeisempaa materiaalia. Jakava kerros lisää tierakenteen kantavuutta ja jakaa kuormia alemmille kerroksille. Lisäksi jakava kerros tarvitaan tierakenteen kuivatukseen: se estää veden kapillaarisen nousun ylempiin kerroksiin ja johtaa rakenteeseen suotautuneet vedet tien sivuille. Jakavan kerroksen materiaalina käytetään tyypillisesti soraa tai murskattua kiviainesta. Kantava kerros tarvitaan kaikkiin tierakenteisiin. Kantavan kerroksen alustana on joko jakava kerros tai suoraan alusrakenne, mikäli alusrakenne on jo valmiiksi jakavan kerroksen materiaalia karkeampaa ja routimatonta. Kantavan kerroksen tehtävänä on muodostaa oikean muotoinen ja tarpeeksi luja pohja päällystekerrokselle. Se tehdään joko yhtenä sitomattomana kerroksena tai kahtena kerroksena, joista alempi on sitomaton ja ylempi sidottu. Sitomattomaan osaan käytetään tyypillisesti murskattua kiviainesta, ja mahdollinen sidottu osa tehdään yleensä kantavan kerroksen asfalttibetonista. Kulutuskerroksen tehtävänä on muodostaa tielle sellainen pinta, jolla on turvallista, miellyttävää ja taloudellista ajaa. Lisäksi se muodostaa muun tierakenteen päälle vettäläpäisemättömän kerroksen, joka estää veden pääsemisen tierakenteeseen. Kulutuskerros myös lisää tierakenteen jäykkyyttä huomattavasti. Joustavan päällysrakenteen kulutuskerros voidaan tehdä asfalttibetonista, kivimastiksiasfaltista, valuasfaltista, avoimesta asfaltista, pehmeästä asfalttibetonista tai epäjatkuvaasta asfaltista, jonka epäjatkuvaaksi suhteutetusta kiviainesmateriaalista tietyn kokoiset rakeet puuttuvat lähes kokonaan. (Ehrola 1996, s. 138–142.)

3.2 Liikennekuorman aiheuttamat jännitykset tierakenteessa

Tienpinnalla liikkuva rengas synnyttää tierakenteeseen monimutkaisen jännitystilan. Sekä tienpinta että koko tierakenne taipuvat kuormitetun renkaan alla, jolloin renkaan aiheuttamat kuormitusvaikutukset ulottuvat paitsi suoraan renkaan alle myös sen ympäristöön. Pistekohtaisesti tarkasteluna voidaan erottaa neljä erilaista kuvassa 18 esitettyä jännitystilaa, jotka rengaskuorma ja sen aiheuttama tienpinnan taipuminen saavat aikaan:

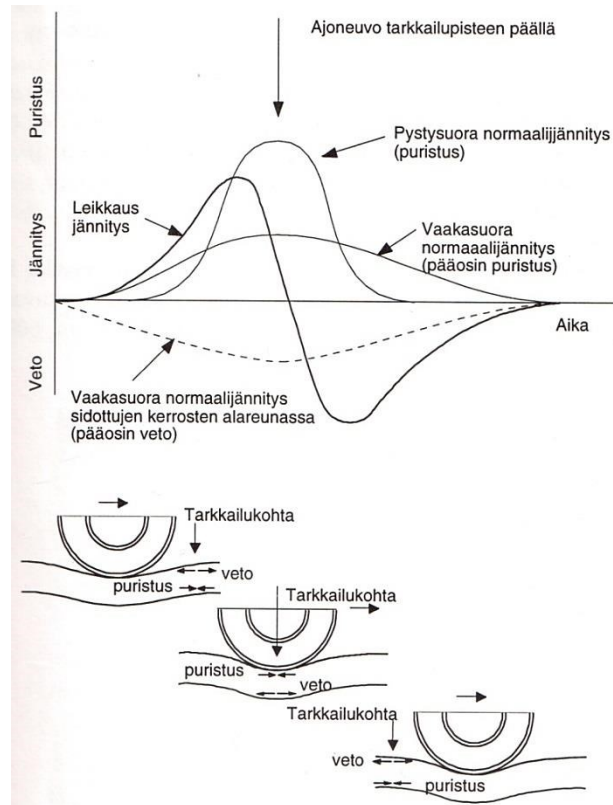
- 1) Kolmiaksisiaalinen puristus renkaan alla päällysteen yläosassa.
- 2) Vetojännitys tien pituus- ja poikkisuunnassa sekä pystysuuntainen puristus renkaan alla päällysteen alaosassa.
- 3) Kuormituksen vaikutusalueen reunaosissa renkaan molemmin puolin tien pituussuuntainen vetojännitys renkaan kulkusuunnassa sekä poikkisuuntainen vetojännitys renkaan sivuilla päällysteen yläosassa.
- 4) Kuormituksen vaikutusalueen reunaosissa renkaan molemmin puolin tien pituussuuntainen puristusjännitys renkaan kulkusuunnassa sekä poikkisuuntainen puristusjännitys renkaan sivuilla päällysteen alaosassa. (Ehrola 1996, s. 40.)



Kuva 18: Tienpinnan taipuminen kuormitetun renkaan alla ja sen aiheuttamat jännitykset päällysteessä. (Ehrola 1996, s. 40)

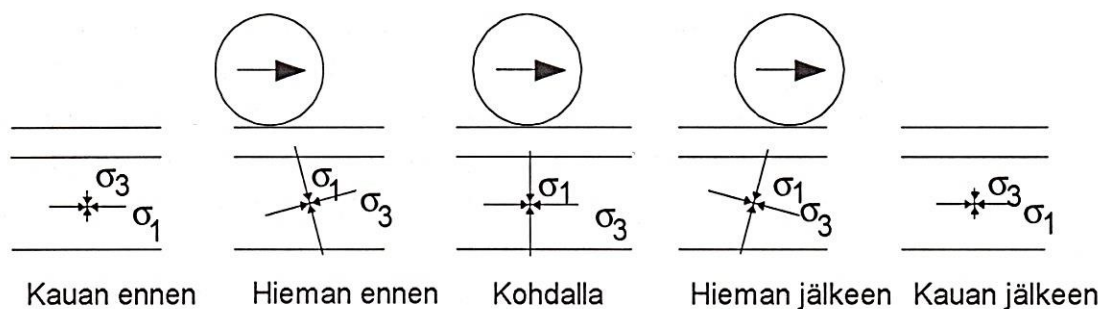
Ehrolan mukaan (1996) tierakenteen sitomattomissa rakennekerroksissa sekä alusrakenteessa vaikuttaa vain puristusjännitys, sillä sitomattomat materiaalit eivät pysty ottamaan vastaan vetoa. Kerroksellisten tierakenteiden toiminnan kannalta kriittisimmät jännitykset ovat sidotun rakennekerroksen alareunaan syntyvä vetojännitys sekä alusrakenteen yläpintaan syntyvä pystysuora puristusjännitys. Sidottujen kerrosten alareunaan syntyvä vetojännitys voi aiheuttaa erityisesti päällysteen väsymishalkeilua. Alusrakenteeseen ja sitomattomiin rakennekerroksiin kohdistuva pystysuora puristusjännitys aiheuttaa muodonmuutoksia, joista osa jää pysyviksi. Väsymismitoitus perustuu tyypillisesti kriittisiin jännityksiin. (Ehrola 1996, s. 40, 135.)

Kerroksittain vaihtelevien materiaaliominaisuuksien lisäksi tierakenteessa vallitsevaa jännitystilaa monimutkaistaa se, että tietyssä tarkastelupisteessä vallitsevat jännitykset riippuvat renkaan sijainnista tähän tarkastelupisteeseen nähden – jännitystila vaihtelee kaiken aikaa renkaan liikuessa. Päällysteen pintaosaan aiheutuu tien pituussuunnassa vaakasuorasta normaalijännityksestä johtuvaa vetoa ajoneuvon renkaan lähestyessä. Renkaan edelleen lähestyessä tarkastelupistettä veto muuttuu puristusjännitykseksi, joka saavuttaa maksimiarvonsa renkaan ollessa tarkastelupisteen päällä. Renkaan loitotessa tarkastelupisteestä päällysteen pintaosan puristusjännitys pienenee ja muuttuu vetojännitykseksi. Päällysteen alaosassa vastaavat jännitysreaktiot ovat päinvastaisia: renkaan lähestyminen aiheuttaa tarkastelupisteeseen puristusta, joka muuttuu vedoksi renkaan ollessa tarkastelupisteen päällä ja taas puristukseksi renkaan loitotessa tarkastelukohdasta. Tien sitomattomissa rakennekerroksissa vaakasuora normaalijännitys on vain puristusta. Renkaan aiheuttama pystysuora normaalijännitys on puristusta, jonka maksimiarvo saavutetaan tarkastelupisteen kohdalla. Leikkausjännityksen maksimiarvo puolestaan saavutetaan hieman ennen tarkastelupistettä, jossa leikkausjännitys on hetkellisesti nolla sen vaihtaessa suuntaansa. Tien poikkileikkauksessa jännitysten kulku on samankaltainen kuin pituussuunnassakin, tosin sillä erotuksella, että renkaan kulkulinjalla ei tapahdu samanlaisia jännitysten suunnanmuutoksia kuin pituussuunnassa. Tällöin esimerkiksi poikkisuuntainen vaakasuora normaalijännitys on päällysteen alaosassa vain vetoa. (Ehrola 1996, s. 41–42, 289–290.) Tierakenteessa esiintyvien jännitysten riippuvuutta renkaan sijainnista havainnollistetaan kuvassa 19.



Kuva 19: Normaali- ja leikkausjännitykset tierakenteessa ajoneuvon renkaan lähestyessä ja ylittäessä tarkastelukohdan. (Ehrola 1996, s. 41)

Ajoneuvon renkaan liikkuessa tarkastelupisteen yli tapahtuu tarkastelupisteessä vallitsevien pääjännitysten kiertyminen. Renkaan lähestyessä ja saavuttaessa tarkastelukohdan suurin pääjännitys kääntyy vaakasuorasta pystysuoraksi. Edelleen renkaan etääntyessä tarkastelupisteestä suurin pääjännitys kääntyy takaisin pystysuorasta vaakasuoraksi. Vastaavasti pienin pääjännitys kääntyy pystysuorasta vaakasuoraksi renkaan lähestyessä ja saavuttaessa tarkastelupisteen ja edelleen vaakasuorasta pystysuoraksi renkaan loitotessa tarkastelukohdasta. (Ehrola 1996, s. 290.) Pääjännitysten kiertyminen esitetään kuvassa 20.



Kuva 20: Liikkuvan kuormituksen aiheuttama pääjännitysten kiertyminen. (Ehrola 1996, s. 290)

Pääjännitysten kiertymisellä on todettu olevan merkittävä vaikutus tierakenteiden deformaatioon. Joer ym. (1998, s. 605, 616) havaitsivat laboratoriomittakaavan tutkimuksessaan, että pääjännitysten kiertyminen aiheuttaa maa-aineksen tiivistymistä ja että jännitys-muodonmuutos-koordinaatistossa jännitysten ja muodonmuutosten

pääakselit eivät yhdy. Jälkimmäinen havainto osoittaa tyypillisesti elastoplastisessa mallinnuksessa käytettävän oletuksen isotrooppisista olosuhteista virheelliseksi. Kim & Tutumluer (2005, s. 1–12) vertailivat kiertyvien jännitysten aiheuttamia muodonmuutoksia yksiaksiaalisen puristuksen aiheuttamiin muodonmuutoksiin. Tutkimus osoitti, että kiertyvistä jännityksistä aiheutuvat muodonmuutokset ovat selvästi suurempia kuin vain yksiaksiaalisesta puristuksesta aiheutuvat muodonmuutokset. Lisäksi tutkimuksessa havaittiin, että sitomattomien materiaalien tiiviysasteella oli kiertyvien jännitysten yhteydessä suurempi vaikutus pysyvien deformaatioiden suuruuteen kuin yksiaksiaalisen jännityksen yhteydessä. Pysyvät muodonmuutokset olivat sitä suurempia, mitä alhaisempi oli maa-aineksen tiiviysaste. Tutkimuksen perusteella liikkuvasta pyöräkuormasta aiheutuvat muodonmuutokset sitomattomissa kerroksissa ovat selvästi suurempia kuin esimerkiksi levykuormituskokeen perusteella arvioidut muodonmuutokset. Inam ym. (2012, s. 465–479) puolestaan tutkivat osittain vedellä kyllästyneen kantavan kerroksen materiaalin muodonmuutuskäyttäytymistä kiertyvässä jännitystilassa. Tutkimus osoitti, että vesipitoisuudella on selvä vaikutus sekä materiaalin kuormitukseen että muodonmuutuskäyttäytymiseen: tutkitulla materiaalilla suurimmat muodonmuutokset tapahtuivat 6 % vesipitoisuudella. Tämän kriittisen vesipitoisuuden havaittiin olevan riippuvainen kuormitustavasta. Tutkimus myös vahvisti jo aiemmissa tutkimuksissa havaitut ilmiöt: muodonmuutosnopeus pienenee kuormituskertojen lukumäärän kasvaessa, pysyvät muodonmuutokset aiheutuvat ensisijaisesti maa-ainesrakeiden uudelleenjärjestäytymisestä kuormitettuna sekä kiertyvä jännitystilasta aiheuttaa suurempia deformaatioita kuin yksiaksiaalinen jännitystilasta. Tierakenteen deformaation kannalta pääjännitysten kiertymisellä on siis merkittävä vaikutus (Joer ym. 1998, s. 605, 616; Kim & Tutumluer 2005, s. 1–12; Inam ym. 2012, s. 465–479).

Edellä esitetyn perusteella voidaan todeta, että tierakenteessa vallitseva jännitystilasta on hyvin monimutkainen paitsi tien kerroksellisen rakenteen myös liikkuvasta kuormasta aiheutuvan jatkuvan muutostilan sekä pääjännitysten kiertymisen takia. Yksinkertaisuuden vuoksi laskennallisissa tarkasteluissa keskitytäänkin tyypillisesti jännitysten tarkasteluun suoraan pyöräkuorman alla sekä rakennekerrosten rajapinnoilla (Ehrola 1996, s. 290). Tämänlainen yksinkertaistaminen helpottaa käytännön suunnittelutyötä, mutta ei kuvaa realistisesti liikennekuorman aiheuttamaa tierakenteen jännitystilaa.

3.3 Tierakenteen vaurioituminen ja liikennekuormitus

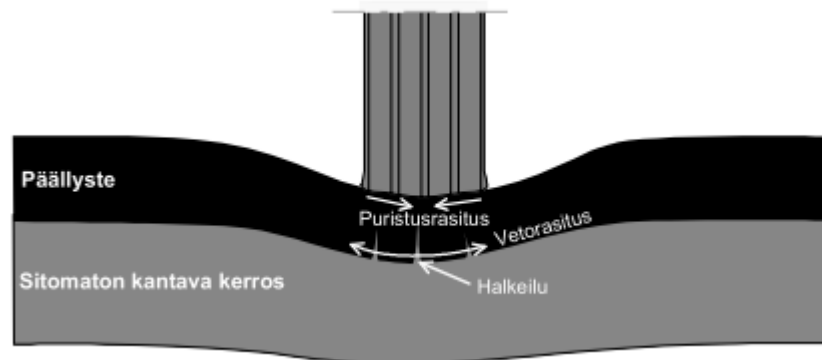
3.3.1 Yleistä

Tierakenne voi mahdollistaa tienkäyttäjälle turvalliset ja mukavat ajo-olosuhteet vain, mikäli tienpinta on tasainen ja sen kitka riittävä. Tien tasaisuus ja riittävä kitka ovatkin parametreja, joilla voidaan kuvata tien laatua ja toiminnallisuutta. Tierakenne kohtaa käyttöikänsä aikana jatkuvasti erilaisia rasituksia, jotka vaikuttavat tien laatuun ja toiminnallisuuteen niitä heikentävästi. Tierakenteen kohtaamia kuormituksia aiheuttavat niin liikenne- kuin ympäristötekijätkin, joiden aiheuttama rasitus ajan myötä vaurioittaa tierakennetta monin eri tavoin. Ympäristötekijät liittyvät tyypillisesti lämpötilan ja kosteuden vaihteluun. (Doré & Zubeck 2009, s. 15, 57.) Tierakenteen pinnalla näkyvät vauriot voidaan karkeasti luokitella kolmeen eri kategoriaan: halkeamiin, epätasaisuuteen sekä hajoamisvaurioihin (Belt ym. 2002, s. 39). Tien pintakerroksen kulumisen sekä vettä keräävien painaumien muodostuminen tien pintaan puolestaan heikentävät tienpinnan kitkaominaisuuksia (Doré & Zubeck 2009, s. 57). Tierakenteen vaurioiden luokittelu niiden aiheuttaneen syyn mukaan onkin puolestaan huomattavasti vaikeampaa, sillä liikennekuorma ja ympäristörasitukset vaikuttavat osittain samanaikaisesti toistensa vaikutuksia voimistaen, jolloin niiden yhteisvaikutus tieraken-

teeseen voi olla huomattavasti suurempi kuin niiden yhteenlaskettu vaikutus erillisinä kuormina. Lähtökohtaisesti molemmat kuormitustyytit aiheuttavat tierakenteeseen sekä jännityksiä että muodonmuutoksia. Liikennekuormitus on kuitenkin luonteeltaan liikkuvaa, tiheästi toistuvaa ja lyhytkestoista, ja ympäristökuormitus puolestaan huomattavasti hitaampaa – kuormitusnopeus vaikuttaa myös tierakenteen materiaalien kuormituskäyttäytymiseen. (Ehrola 1996, s. 290–291). Samat kuormitustekijät voivat myös olla osallisena erityyppisten vaurioiden syntymiseen, ja usein yhden vauriotyytin ilmeneminen nopeuttaa myös muiden vauriotyyppien muodostumista. Huonokuntoisilla tieosuuksilla esiintyykin tyypillisesti useita vauriotyyppejä. (Belt ym. 2002, s. 40.) Liikenne on tierakenteen kuormitustyypeistä merkittävin (Ehrola 1996, s. 31), mutta myös ilmastollisista ja ympäristöllisistä tekijöistä aiheutuva kuormitus on erittäin merkittävää etenkin kylmillä alueilla kuten Suomessa (Doré & Zubeck 2009, s. 57). Kuormitusten ja vaurioitumisen välisten syy-seuraus-suhteiden ymmärtäminen onkin ratkaisevan tärkeää tierakenteiden suunnittelun ja toiminnan kannalta.

3.3.2 Halkeamat

Tierakenteen halkeamat voivat olla poikki-, pituus-, vino-, sauma- tai verkkohalkeamia. Halkeamia aiheutuu raskaan liikenteen aiheuttamasta kuormituksesta sekä ilmastosta ja ympäristöstä aiheutuvista rasituksista. Tiellä liikkuvan ajoneuvon rengas saa jokaisella ylityskerralla aikaan taipuman tierakenteessa. Tämä taipuma on asfalttipäällysteisillä teillä yleensä alle yhden millimetrin suuruinen. Rakenteen taipumisesta aiheutuu puristusrasitusta sidottujen kerrosten yläpintaan ja vetorasitusta sidottujen kerrosten alapintaan. Vetorasitus käsittää sekä vetojännityksen että siitä johtuvan muodonmuutoksen. Vetorasitukset toistuvat yhä uudelleen ajoneuvojen ylittäessä tarkastelupisteen, ja lopulta sidottu kerros alkaa vaurioitua, kun vetomuodonmuutokset ovat toistuneet riittävän monta kertaa. (Belt ym. 2002, s. 39, 41.) Tätä päällysteen väsymiseksi kutsuttua prosessia havainnollistetaan kuvassa 21.



Kuva 21: Liikennekuorman aiheuttamat rasitukset päällysteeseen ja niiden aikaansaama halkeilu. (Belt ym. 2000, s. 41)

Päällysteen alapinnassa vetomuodonmuutoksia syntyy sekä pituussuuntaisesti että poikkisuuntaisesti tiehen nähden. Tyypillisesti poikkisuuntainen vetomuodonmuutos on pituussuuntaista vetomuodonmuutosta suurempi päällysteen viskoosiin käyttäytymisen takia, sillä tien poikkisuunnassa vetorasitus vaikuttaa pidemmän aikaa kuin tien pituussuunnassa. Pohjimmiltaan asfalttipäällysteiden väsymisvaurioituminen siis perustuu sideaineena käytetyn bitumin viskoosiin käyttäytymiseen. Kuormituskertojen lukumäärän kasvaessa bitumin murtolujuus ja –venymä pienenevät, kunnes lopulta liikennekuormitus käy näihin nähtynä liian suureksi ja tien rakenteellinen kestoikä ylittyy. Yli 80 millimetrin päällystepaksuuksilla väsymisvaurioitumisen alkuvaiheessa

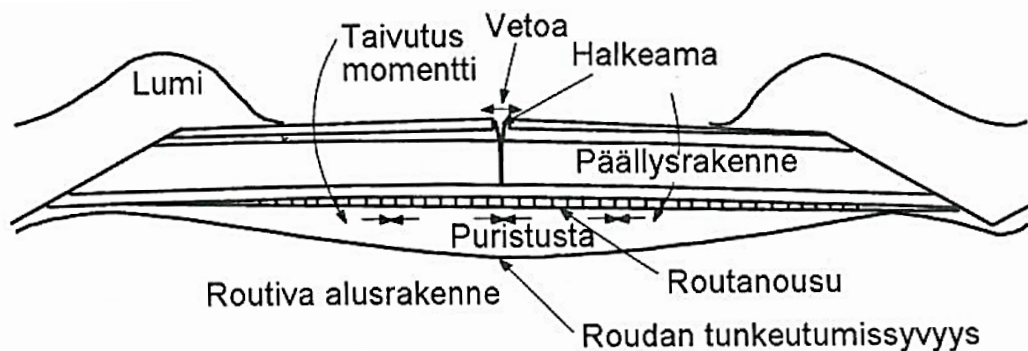
sidotun kerroksen alapintaan syntyy pituussuuntaisia hiushalkeamia ajourien kohdalle. Kuormituksen jatkuminen saa syntyneet hiushalkeamat laajenemaan, jolloin ne alkavat muodostaa hiushalkeamaverkkoa. Prosessin myötä päällysteen jäykkyys pienenee ja pyöräkuorman aikaansaamat palautuvat vetomuodonmuutokset kasvavat. Syntyneet hiushalkeamat laajenevat edelleen ja yhtyvät suuremmiksi makrohalkeamiksi samalla edeten tien pintaa kohti, jolloin päällysteeseen alkaa syntyä tien pinnalla näkyviä vaurioita. Näkyvät väsymisvauriot tien pinnalla alkavat tyypillisesti pituussuuntaisina halkeamina ajourien keskellä, missä tiehen kohdistuva rasitus on suurinta. Vaurioitumisen edetessä halkeamia tulee lisää ja päällysteeseen syntyy verkkohalkeilua, jota havainnollistetaan kuvassa 22. Ensimmäisen pituushalkeaman ilmestyttyä tiehen vaurioituminen nopeutuu, sillä halkeama muodostaa tiehen epäjatkuvuuskohdan, minkä takia päällyste ei enää toimi laattana ja jaa kuormituksia tasaisesti alemmille kerroksille. Verkkohalkeilun alkaessa näkyä tien pinnalla saattaa päällysteen jäykkyys olla enää vain puolet vastaavan uuden päällysteen jäykkyydestä. Väsymiskestävyys pidetäänkin tyypillisesti kuormituskertojen lukumäärää, jolla päällysteen jäykkyyshuomiosuure laskee puoleen alkuperäisestä, kun määritetään päällysteen väsymiskestävyyttä laboratoriotesteillä. Ohuilla, alle 80 millimetrin päällystepaksuuksilla verkkohalkeamien muodostumismekanismi on erilainen: ohutpäällysteisillä teillä sitomattomien kerrosten muodonmuutokset ovat tyypillisesti suurempia kuin suuremmilla päällystepaksuuksilla. Tällöin päällystekerroksen mukautuessa syntyneisiin muodonmuutoksiin voivat siihen syntyvät poikkisuuntaiset vetomuodonmuutokset ajourissa ylittää päällysteen kestävyysrajan. Tällöin päällysteeseen syntyy pituushalkeama ajouran keskelle, jolloin edelleen jatkuva kuormitus aiheuttaa päällysteeseen lisävaurioita kuten verkkohalkeamia. Tehokas keino päällysteen alapinnan vetomuodonmuutosten pienentämiseksi on korkean moduulin omaavan materiaalin käyttäminen päällysteen alla olevassa kerroksessa sekä päällysteen paksuuden ja jäykkyyden kasvattaminen. (Belt ym. 2002, s. 41–44; Ehrola 1996, s. 313–315.) Verkkohalkeilun estämiseksi myös tien kuivatuksen on oltava kunnossa: päällystekerrokseen aiheutuvat muodonmuutokset ovat suurempia silloin, kun sitomattomissa kerroksissa on vettä, joka alentaa niiden jäykkyyttä (Doré & Zubeck 2009, s. 65).



Kuva 22: Väsymishalkeamia asfalttipäällysteessä ajouran kohdalla. (Doré & Zubeck 2009, s. 66)

Ympäristöllisistä ja ilmastollisista tekijöistä erityisesti lämpötilaan ja sen vaihteluun liittyvät ilmiöt aiheuttavat halkeamia tierakenteeseen. Halkeamia voi syntyä tien routimisen sekä lämpötilanvaihteluiden takia. Routuminen voi aiheuttaa tiehen

epätasaisia routanousuja esimerkiksi routivan alusrakenteen jäätyminen tai tiessä olevan epäjatkuvuuskohdan kuten rummun tai päällysrakennepaksuuden muutoksen takia. Epätasainen routanousu puolestaan voi aiheuttaa tierakenteen halkeilua, joka voi ilmetä pituus- ja poikkisuuntaisina halkeamina sekä vinoina ja epämääräisinä ajokaistahalkeamina. Halkeamat näkyvät erityisesti päällystekerroksessa, mutta ne ulottuvat usein syvälle tierakenteeseen. Routahalkeamat heikentävät ajomukavuutta ja tien rakenteellista toimintaa, sillä ne toimivat epäjatkuvuuskohtina heikentäen kantavuutta ja päästään kosteutta kulkeutumaan tierakenteeseen tien pinnalta käsin. Routahalkeamien perimmäisenä syynä ovat epätasaisen routanousun aikaansaamat vetojännitykset, jotka ylittävät tierakenteen vetolujuuden. Syntyvien vetojännitysten suuruus riippuu ensisijaisesti routanousun epätasaisuudesta eli siitä, kuinka suuria kulmanmuutoksia routanousu aiheuttaa tierakenteeseen. Asfalttipäällysteen viskoosin käyttäytymisen vuoksi myös routanousun ja sen aiheuttamien muodonmuutosten nopeudella on tärkeä merkitys, sillä hitaalla kuormitusnopeudella päällysteessä ehtii tapahtua jännitysten purkautumista, jolloin päällyste kestää suurempia muodonmuutoksia halkeamatta kuin nopeammin kuormitettuna. Ajokaistoille syntyvien vinojen ja epämääräisten halkeamien taustalla on usein rakenteellinen virhe, esimerkiksi päällysrakenteen riittämätön mitoitus alusrakenteen routivuusvaihteluiden tasaamiseksi. Pituussuuntaisten halkeamien syynä on tyypillisesti tien poikkileikkauksen epätasainen routiminen, joka johtuu tien reunoille ja sivuille talven aikana kertyneistä auratuista lumikinoksista, jotka toimivat lämpöeristeenä tien reunoilla. Tällöin routan syvyys ja siten myös routanousu on ajoradan keskiosassa suurempi, jolloin tien poikkileikkauksessa routanousu on epätasaista. Pituushalkeama syntyy, mikäli routanousuero tien keskiosan ja reunan välillä käy niin suureksi, että siitä aiheutuvat jännitykset ylittävät materiaalin lujuuden. Vastaava routanousuero voi syntyä myös tien reunaosan ja lähes sulana pysyvän pientareen ulkoreunan välille. Tällöin halkeama syntyy tyypillisesti päällysteen reunaan. Routa voi myös sulaessaan edesauttaa halkeamien muodostumista, sillä tien kantavuuden aleneminen roudan sulamisvaiheessa ja kantavuuden vaihtelut lisäävät vaurioitumisen riskiä. (Ehrola 1996, s. 320–323; Doré & Zubeck 2009, s. 93–96; Belt ym. 2002, s. 52–56.) Pituussuuntaisen routahalkeaman syntymismekanismia havainnollistetaan kuvassa 23.

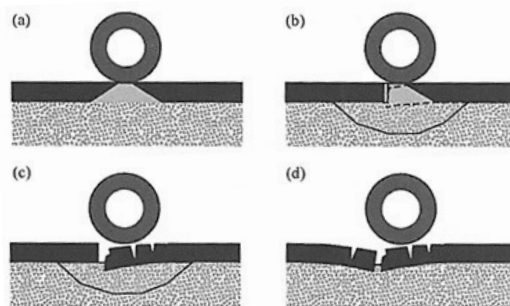


Kuva 23: Pituussuuntaisen routahalkeaman syntyminen tien poikkileikkauksen epätasaisen routimisen takia. (Ehrola 1996, s. 323)

Myös lämpötilanvaihtelut itsessään voivat aiheuttaa tierakenteen halkeilemista. Lämpötilanvaihtelut voivat aiheuttaa matalissa lämpötiloissa syntyviä pakkashalkeamia sekä toistuvista lämpötilanvaihteluista aiheutuvia väsymishalkeamia. Pakkashalkeamat syntyvät matalissa lämpötiloissa asfalttipäällysteen lämpötilan laskiessa, jolloin päällystelaattaan syntyy termisiä vetojännityksiä. Lämpötilan laskiessa päällystelaatta

pyrkii kutistumaan, mutta päällysteen ja alustan välinen tartunta pyrkii estämään kutistumisen. Tällöin kutistumisen aiheuttamat vetojännitykset eivät pääse purkautumaan, vaan ne kumuloituvat päällystelaattaan ja kasvaessaan tarpeeksi aiheuttavat lopulta laatan halkeamisen. Korkeissa, yli +20 °C asteen lämpötiloissa termisillä jännityksillä ei ole merkitystä halkeilun kannalta, sillä asfaltin viskoelastisesta käyttäytymisestä johtuen jännitykset häviävät relaksoitumisilmiön takia käytännössä kokonaan. Alhaisemmissa lämpötiloissa jännitysten relaksoituminen on vähäisempää ja pakkaslämpötiloissa enää hyvin vähäistä, jolloin syntyneet termiset jännitykset säilyvät lähes kokonaan. Päällysteen lujuuden ylittävistä termisistä jännityksistä aiheutuvat pakkshalkeamat syntyvät ensin päällysteen pintaan, jossa lämpötilanmuutos ja siitä aiheutuvat jännitykset ovat suurimpia. Pinnasta halkeamat etenevät päällysteen läpi lämpötilan laskiessa ja jännitysten samalla kasvaessa. Pakkshalkeilun seurauksena laattaa syntyy jokseenkin tasaisin välein esiintyviä halkeamia tien poikittaissuunnassa. Halkeamat ulottuvat usein päällystekerroksen lisäksi myös päällysteen alla oleviin kerroksiin. Pakkshalkeamat ovat aluksi ohuita hiushalkeamia, jotka kasvavat vuosi vuodelta. Halkeamien kautta tien rakennekerrokseen kulkeutuu vettä ja hienoaainesta, minkä lisäksi ne muodostavat kantavuutta alentavan epäjatkuvuuskohdan sekä heikentävät ajomukavuutta. Väsymishalkeamat puolestaan muodostuvat päivittäisten, kausittaisten ja vuosittaisten lämpötilanvaihteluiden seurauksena, joiden synnyttämä vaihteleva jännitystila aiheuttaa ajan myötä materiaalin väsymistä. Termistä väsymishalkeilua tapahtuu tyypillisesti olosuhteissa, joissa lämpötilan päivittäinen vaihtelu on suurta: päivällä on lämmintä ja yöllä lämpötila laskee jopa pakkasen puolelle. Lämpötilan vaihteleva saa aikaan vetojännityssyklejä, joiden suuruus ei kuitenkaan ylitä materiaalin vetolujuutta. Ajan myötä toistuvat jännityssykliä ja niistä aiheutuva materiaalin väsyminen johtaa päällysteen halkeiluun samantyyppisesti kuin liikennekuormituksen aiheuttaman väsymishalkeilun kohdalla. (Ehrola 1996, s. 326–329; Belt ym. 2002, s. 56–58; Doré & Zubeck 2009, s. 58–60.)

Vaikka ympäristökuormitus voi aiheuttaa tierakenteen halkeilua itsessäänkin ilman liikenteen aiheuttamaa lisäkuormitusta, on kuitenkin liikenteellä suuri merkitys syntyneiden vaurioiden etenemisen kannalta. Tiehen syntyneet halkeamat toimivat tierakenteen toiminnan kannalta epäjatkuvuuskohtina, jotka paitsi heikentävät kantavuutta, myös päästävät lävitseen vettä ja hienoaainesta tien rakennekerrokseen. Erityisesti raskas liikenne aiheuttaa halkeamien kohdalla suuria dynaamisia rasituksia, joiden seurauksena alkuperäinen halkeama laajenee ja sen lähistölle syntyy sekundaarisia halkeamia. Uudet halkeamat entisestään heikentävät tien rakenteellista toimintaa ja ajomukavuutta sekä nopeuttavat tien vaurioitumista edelleen. (Ehrola 1996, s. 322, 328–329; Doré & Zubeck 2009, s. 69–70.) Liikennekuormituksen aiheuttamaa halkeaman laajenemista havainnollistetaan kuvassa 24.

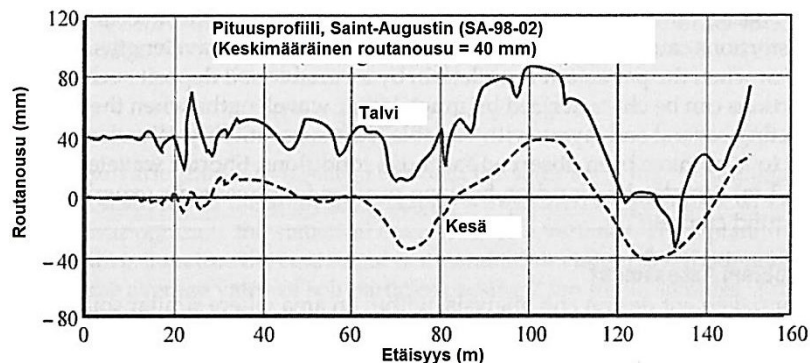


Kuva 24: Halkeamavaurion laajeneminen liikennekuormituksen takia. (Doré & Zubeck 2009, s. 69)

3.3.3 Epätasaisuus

Tierakenteen epätasaisuus voi olla tien pituussuuntaista tai poikkisuuntaista tiehen nähden. Epätasaisuuden lisääntyminen on yhteydessä liikennekuormitukseen, tierakenteen omaan painoon, epätasaisiin routanousuihin sekä tierakenteen heikkoon laatuun ja toimintaan. (Belt ym. 2002, s. 39–40.) Tien pituussuuntainen epätasaisuus ilmenee erilaisina tienpinnan kohoumina ja painumina ja se on jonkinasteisena teiden vauriotyypeistä yleisin. Samalla se on tien rakenteellisen palvelutason kannalta merkittävin tekijä. (Ehrola 1996, s. 313.) Keskeisimmät pituussuuntaista epätasaisuutta aiheuttavat tekijät ovat epätasaiset routanousut sekä tierakenteen omasta painosta aiheutuvat painumat. Routanousu on usein epätasaisista alusrakenteen tai olosuhteiden epähomogeenisuuden takia, ja tyypillisesti routanousujen aiheuttama epätasaisuus on sitä suurempaa mitä suurempia routanousut ovat. (Belt ym. 2002, s. 49–52.)

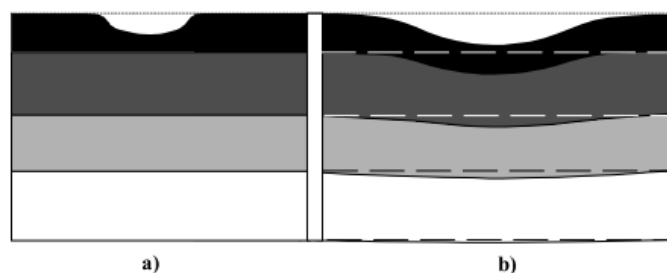
Painumatapauksissa alusrakenne ei pysty kantamaan tierakenteen painoa, vaan se puristuu kokoon. Painumista esiintyy ensisijaisesti heikolle pohjamaalle kuten savelle tai turpeelle perustetuilla tierakenteilla. Myös alusrakennemateriaalien ja ympäristöolosuhteiden alueelliset vaihtelut, epäjatkuvuuskohdat kuten rummut sekä päällysrakenteen epähomogeenisuus esimerkiksi tiiviyyden tai kerrospaksuuksien suhteen voivat aiheuttaa epätasaisuutta. Tyypillisesti asfalttipäällysteisillä teillä pituussuuntaista epätasaisuutta on keväällä enemmän kuin kesällä, eli routanousuista johtuva epätasaisuus tasoittuu roudan sulaessa ja rakenteen tiivistyessä. Mikäli tien päällystekerros on tarpeeksi jäykkä ja sitomaton päällysrakenne tarpeeksi paksu, palautuvat routanousujen aiheuttamat epätasaisuudet usein ilman, että rakenteeseen syntyy merkittäviä pysyviä muodonmuutoksia. Pituussuuntainen epätasaisuus lisää ajoneuvojen aiheuttamaa dynaamista kuormitusta, mikä puolestaan lisää tierakenteen epätasaisuutta entisestään. (Belt ym. 2002, s. 49–52.) Pituussuuntaisen epätasaisuuden vuodenaikaisvaihtelua havainnollistetaan kuvassa 25.



Kuva 25: Kesällä ja talvella mitatut moreenille perustetun tierakenteen pituusprofiilit. (Mukailtuna Doré & Zubeck 2009, s. 89)

Tien poikkisuuntainen epätasaisuus eli urautuminen on havaittavissa selkeinä urina pyörien kulkulinjojen kohdalla leveillä teillä ja ajourien välisen harjanteen muodostumisena kapeilla teillä (Belt ym. 2002, s. 40). Urautuminen on tyypillisesti näkyvin liikenteen aiheuttama vauriotyyppi (Ehrola 1996, s. 313). Poikkisuuntainen epätasaisuus aiheutuu päällysteen kulumisesta sekä päällysteen, sitomattomien kerrosten ja alusrakenteen plastisesta deformaatiosta. Päällysteen kulumisen ensisijainen syy on nastarenkaiden käyttö ja niiden aiheuttama nastarengaskuluminen. Tiehen muodostuu kulumisen seurauksena tyypillisesti jyrkkäreunaiset urat. Kulumisen voimakkuus riippuu tien liikennemäärästä, nastoituksesta sekä erityisesti päällysteessä käytetyn runkokiviaineksen kulutuskestävyydestä. Päällysteen pysyvien muodonmuutosten

pääasiallinen syy on puolestaan raskas liikenne, josta aiheutuvat leikkausjännitykset tierakenteessa saavat päällystemateriaalin tiivistymään ja siirtymään sivusuunnassa – päällysteen viskoelastisuudesta johtuen osa näistä muodonmuutoksista jää pysyviksi. Liikennekuormitus saa myös sitomattoman materiaalin painumaan alaspäin ajourien kohdalla, ja alaspäin painuessaan se syrjäyttää vieressään olevaa materiaalia sivuille. Syrjäytyvä materiaali liikkuu siis sekä alaspäin että sivuille, jolloin ajourien kohdalle muodostuu ura. Plastista deformaatiota tapahtuu siis sekä sidotuissa että sitomattomissa kerroksissa. Pysyvien muodonmuutosten suuruuteen vaikuttavat sekä kuormitus- että olosuhdetekijät, joita ovat esimerkiksi liikenteen määrä, kuormitusten suuruus, ajoneuvojen nopeudesta riippuva kuormitusaika, kuormitusten jakautuminen tien poikkileikkauksessa sekä päällysteen lämpötila. Sitomattomien materiaalien osalta kosteudella on erittäin keskeinen merkitys plastisen deformaation muodostumisen kannalta: pysyviä muodonmuutoksia syntyy tyypillisesti eniten silloin, kun sitomaton materiaali on kosteimmillaan eli usein roudan sulamiskaudella. Pysyviä muodonmuutoksia voidaan parhaiten ehkäistä mahdollisimman jäykällä ja huolellisesti rakennetulla päällysrakenteella, toimivalla tierakenteen kuivatuksella sekä laadukkailla ja oikein suhteutetuilla materiaaleilla. Plastista deformaatiota tapahtuu erityisesti alhaisen nopeusrajoituksen tiealueilla sekä ohutpäällysteisillä alemman tieverkon teillä, joilla on kapea poikkileikkaus sekä ohut päällysrakenne. Kapeilla teillä materiaalia siirtyy sivusuunnassa erityisesti tien reuna-alueilla, ja ohuesta päällystekerroksesta johtuen tiehen kohdistuva rasitus on suurta erityisesti ylimmässä sitomattomassa kerroksessa. Vilkasliikenteisillä teillä poikkisuuntaisen epätasaisuuden pääasiallinen syy on kulumisen ja vähäliikenteisillä teillä pysyvät muodonmuutokset. (Belt ym. 2002, s. 40, 45–47; Doré & Zubeck 2009, s. 71–80.) Heikkisen (2012, s. 112–113) mukaan taajamanopeuksissa nastarenkaat kuluttavat päällysteitä vähemmän kuin maanteillä. Kaupunkiympäristössä päällysteet ovat erityisen alttiina deformaatioille hitaasti liikkuvan ja pysähtelevän raskaan liikenteen vuoksi. Heikkinen arvioikin, että pääasiallisesti kulumiselle altistuvien teiden vuosittaisesta kokonaisurautumisesta noin 2/3 aiheutuisi nastarenkaista ja suurelle raskaan liikenteen määrälle altistuvien teiden kokonaisurautumisesta yli 50 % aiheutuisi deformaatiosta. Kulumisesta ja deformaatiosta aiheutuvaa poikkisuuntaista epätasaisuutta havainnollistetaan kuvassa 26.

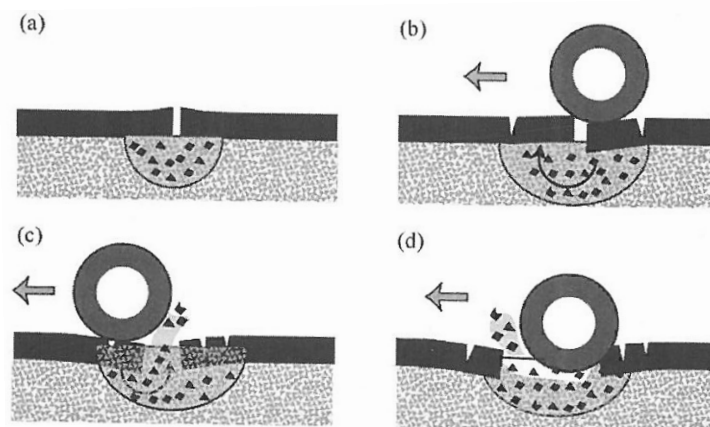


Kuva 26: a) Kulumisesta ja b) deformaatiosta aiheutuva poikkisuuntaisen epätasaisuus. (Belt ym. 2002, s. 45)

3.3.4 Hajoamisvauriot

Hajoamisvauriot voivat olla joko purkaumia tai reikiä tiessä. Lähtökohtia niiden muodostumiselle ovat työvirheet sekä heikko sidos sideaineen ja kiviainesrakeiden välillä, joka puolestaan johtuu päällystemassan ominaisuuksista. Purkautumassa päällysteen pinnasta irtoaa kokonaisia kiviainesrakeita. Kun purkautuminen etenee tarpeeksi pitkälle, purkautuvaan kohtaan muodostuu lopulta reikä. (Belt ym. 2002, s. 40, 59.) Nastarenkaiden käyttö tyypillisesti edesauttaa purkauksen muodostumista. Päällysteen purkautumisen takia tien pinnalle päätyy irtonaista kiviainesta, joka

heikentää tienpinnan kitkaominaisuuksia ja voi renkaista singotessaan vahingoittaa ajoneuvoja tai jalankulkijoita. Purkautuman edetessä muodostuu painauma, joka kerää vettä ja täten heikentää liikenneturvallisuutta sekä edesauttaa tierakenteen vaurioitumista entisestään. Purkauman taustalla oleva heikko sideaine-kiviaines-sidos voi johtua monesta eri syystä. Kiviainesrakeiden pinnalla on voinut olla ohut pölykerros, jonka vuoksi kunnollista tartuntaa sideaineen ja kiviainesrakeen välille ei ole päässyt muodostumaan. Asfalttimassan hienoainespitoisuus voi olla liian pieni, jolloin päällysteessä ei ole tarpeeksi sideaineen ja hienoaineksen muodostamaa mastiksia pitämään suurempia kiviainesrakeita yhdessä. Päällysteessä voi olla myös lajittunut ja heikko kohta. Asfalttimassan sideainepitoisuus voi myös olla liian pieni tai sideaine ikääntynyttä joko liian korkean valmistuslämpötilan tai pitkän käyttöajan takia. Liiallinen kosteus päällystekerroksessa voi myös edesauttaa sideaineen irtoamista kiviainesrakeiden pinnalta. Purkautuminen voidaan estää monin eri tavoin: toimivalla kuivatuksella, huolellisesti suunnitellulla ja laboratoriotestatulla asfalttimassalla, oikeanlaisella asfalttimassan valmistustavalla ja päällysteen levitystavalla sekä kiviaineksen esikäsitteilyllä esimerkiksi pesemällä ja kuivaamalla se. Päällystettä ei tulisi levittää märälle alustalle, ja mahdolliset syntyvät vauriot tulisi korjata mahdollisimman pian sopivimmilla kunnossapidon toimenpiteillä. Reiäksi edennyt purkauma viestii rakennustapa- tai materiaalivirheestä taikka päällysteen käyttöiän ylittymisestä. Reiän syntymiseksi tarvitaan tyypillisesti kolme tekijää: vaurio päällystekerroksen pinnassa, vettä sekä liikennekuormitus. Purkauman lisäksi vaurio voi siis olla myös esimerkiksi halkeama tai vaurioitunut päällysteen sauma. Reikä voi syntyä myös ilman veden vaikutusta, mutta tyypillisesti vedellä on suuri merkitys rakenteen vaurioitumisen kannalta: tienpinnan vaurion kautta vesi pääsee suotautumaan tierakenteeseen, jolloin se heikentää rakennekerrosten lujuusominaisuuksia erityisesti kuivatuksen ollessa puutteellinen. Reiän syntymekanismia havainnollistetaan kuvassa 27. A-kohdassa vesi on suotautunut rakenteeseen pinnan halkeaman kautta. B-kohdassa vaurioituneen kohdan ylittävä ajoneuvo aiheuttaa vedellä kyllästyneeseen rakenteeseen merkittävän hydrostaattisen paineen, josta aiheutuu päällystekerrokseen kohdistuvia nostavia voimia. Pahimmillaan hydrostaattinen paine on niin suuri, että se riittää irrottamaan ja poistamaan vauriokohdasta päällystemateriaalia kuten kohdassa C. D-kohdassa reikä on laajentunut niin suureksi, että rengas pääsee kuormittamaan suoraan päällysteen alla olevaa vedellä kyllästynyttä rakennekerrosta aiheuttaen voimakasta eroosiota sekä itse renkaan että hydrostaattisen paineen ja veden vaikutuksesta. Reikien muodostumista voidaan tehokkaimmin ehkäistä toimivalla kuivatuksella ja syntyneiden vaurioiden huolellisella korjaamisella. (Doré & Zubeck 2009, s. 80–88.)

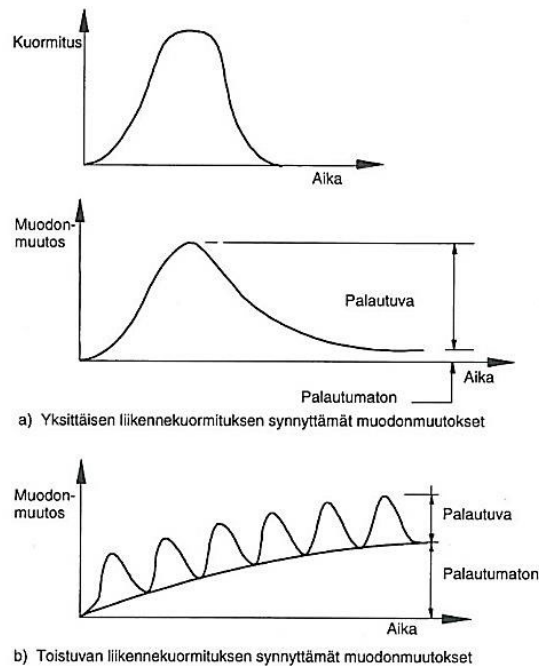


Kuva 27: Reiän muodostuminen tierakenteeseen. (Doré & Zubeck 2009, s. 87)

3.4 Tierakenteen kuormituskäyttäytyminen ja mekaaniset ominaisuudet

3.4.1 Kuormituskäyttäytymisestä yleisesti

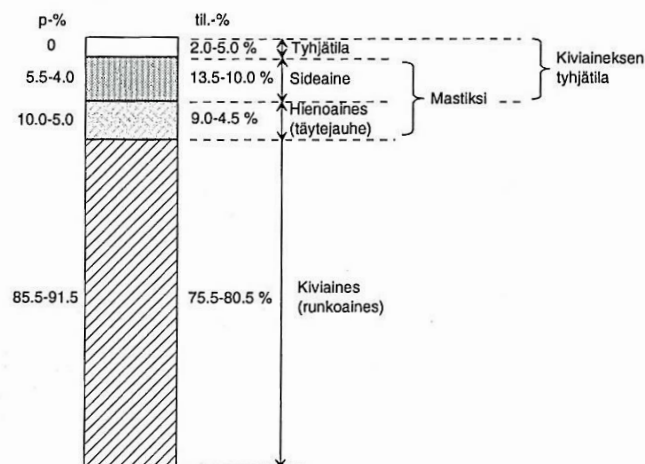
Tierakenteen ja kuormitusten välisessä vuorovaikutuksessa tiehen aiheutuu jännityksiä, jotka puolestaan saavat aikaan muodonmuutoksia. Tierakenteen toiminnan kannalta on erittäin keskeistä miten toisaalta tierakenteen materiaalit ja toisaalta tierakenne kokonaisuutena toimii kuormitettuna, eli minkälaisia jännityksiä ja muodonmuutoksia kuormitus aiheuttaa ja miten rakenne sekä materiaalit kestävät niitä. Tämä puolestaan riippuu siitä, minkälaisia ja -suuruisia jännitykset ovat sekä minkälaisia tierakenteen materiaalit ja itse tierakenne ovat ominaisuuksiltaan. Tyypillisiä lähestymistapoja tierakenteen ja sen materiaalien jännitys-muodonmuutos-käyttäytymisen tarkasteluun ovat kokemusperäinen sekä kokeellis-analyttinen tarkastelutapa. Kokemusperäisen lähestymistavan taustalla on erilaisista rakenteista, materiaaleista ja niiden toiminnasta saadut kokemukset ja näin saatu tieto siitä, kuinka kyseiset rakenteet ja materiaalit käyttäytyvät erisuuruksilla liikennemäärillä. Kertyneiden kokemusten ja tiedon avulla on edelleen kehitetty kokemusperäisiä suunnittelumenetelmiä rakenteiden mitoittamiseksi. Kokemusperäiset mitoitusmenetelmät ovat olleet hyvin yleisessä käytössä, osin vielä nykyäänkin. Tietokoneiden ja materiaalitutkimuksen kehittyminen on kuitenkin nykyään suunnannut tarkastelua analyttiseen suuntaan, jossa rakenteen käyttäytymistä tutkitaan kuormitusten aiheuttamien jännitysten, muodonmuutosten ja taipumien avulla. Kuormituksen aiheuttamien vasteiden analyttinen määrittäminen edellyttää käytettyjen materiaalien konstitutiivisten yhtälöiden tuntemista, eli materiaaleihin vaikuttavien jännitysten ja niiden aiheuttamien muodonmuutosten väliset yhteydet on tunnettava. Näitä yhteyksiä voidaan kuvata materiaalimalleilla. Tyypillisimpiä joustavien tierakenteiden analysoinnissa käytettyjä materiaalimalleja ovat lineaarisesti elastiset, epälineaarisesti elastiset sekä viskoelastiset mallit, joita käsitellään tarkemmin luvussa 5. Useimmilla tienrakennusmateriaaleilla jännityksen ja muodonmuutoksen välinen suhde on epälineaarinen, eli materiaalin kimmomoduuli on jännitystilasta riippuvainen. Toisaalta tienrakennusmateriaalit eivät myöskään ole täysin kimmoisia, vaan niillä on myös plastisia ominaisuuksia. Yksittäisen kuormituskerran aiheuttamista muodonmuutoksista suurin osa on palautuvia, mutta osa jää pysyviksi. Pysyvien muodonmuutosten määrä kasvaa sitä suuremmaksi, mitä useampia kuormituskertoja tiehen kohdistuu. Tierakenteen ja sen materiaalien kuormituskäyttäytymisen periaatetta havainnollistetaan kuvassa 28. Joustavissa tierakenteissa käytetyt bitumilla sidotut rakennusmateriaalit omaavat myös viskoosisia ominaisuuksia, eli niiden jännitys-muodonmuutoskäyttäytymiseen vaikuttavat myös kuormitusaika sekä lämpötila. Tienrakennusmateriaalien ja itse tierakenteen jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen on monien osatekijöiden takia siis varsin monimutkaista. (Ehrola 1996, s. 166–173.)



Kuva 28: Tierakenteen ja sen materiaalien muodonmuutuskäyttäytymisen periaate. (Ehrola 1996, s. 171)

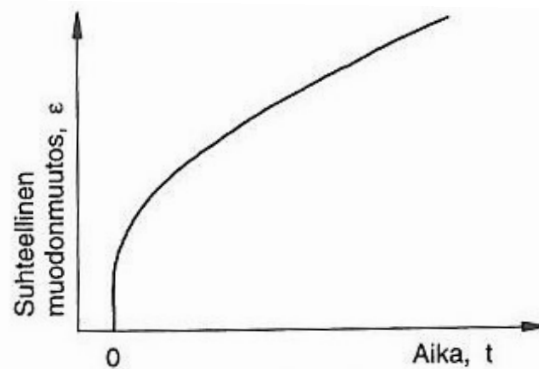
3.4.2 Bitumilla sidotut kerrokset

Bitumilla sidottujen kerrosten peruskomponentit ovat kiviaines, sideaine, hienoaines sekä tyhjätila. Suuremmat kiviainesrakeet muodostavat bitumilla sidotun kerroksen kantavan rungon ja pienemmät rakeet täyttävät suurempien rakeiden väliin jäävää tilaa. Sideaineena käytettävä bitumi on öljytuote, jota saadaan maaöljystä tislauksen avulla. Yhdessä hienoaineksen kanssa bitumi muodostaa niin sanotun mastiksin, joka sitoo kiviainesrakeet toisiinsa asfalttimassaksi ja täyttää rakeiden väliin jääviä rakoja. Rakenteesta pyritään tekemään tiivis riittävän jäykkyyden saavuttamiseksi, mutta valmiissa rakenteessa on silti aina jonkin verran ilmahuokosia eli tyhjätilaa. Liian suuri tyhjätila heikentää rakenteen mekaanisia ominaisuuksia ja kestävyyttä, mutta toisaalta liian pieni tyhjätila voi aiheuttaa tierakenteeseen kohtia, joissa kuormitus välittyy hydrostaattisesti mastiksissa eikä kiviainesrungon välityksellä. (Belt ym. 2002, s. 29; Ehrola 1996, s. 231–234.) Tyypillisen asfalttibetonikerroksen koostumusta ja komponentteja havainnollistetaan kuvassa 29.



Kuva 29: Tyypillisen asfalttibetonikerroksen komponentit ja koostumus. (Ehrola 1996, s. 232)

Bitumilla sidottujen kerrosten ominaisuuksilla on keskeinen merkitys koko joustavan tierakenteen toiminnan kannalta. Nämä ominaisuudet määräytyvät pitkälti asfalttipäällysteen komponenttien keskinäisten suhteiden sekä kiviaineksen ja bitumin ominaisuuksien perusteella. Bitumin kuormituskäyttäytyminen on luonteeltaan viskoelastista eli sen mekaaniset ominaisuudet ovat oleellisesti riippuvaisia sekä lämpötilasta että kuormitusajasta. Matalissa lämpötiloissa ja lyhyillä kuormitusajoilla bitumin käyttäytyminen on lähellä elastista käyttäytymistä, kun taas korkeissa lämpötiloissa ja pitkillä kuormitusajoilla bitumi käyttäytyy viskoosin nesteen tavoin. Tyypillisillä tierakenteen käyttölämpötiloilla sekä kuormitusajoilla bitumilla on sekä elastisia että viskoosisia ominaisuuksia. Bitumin ominaisuuksien ansiosta se on hyvin käyttökelpoinen tienrakennusmateriaali: kuumana sitä on helppo käsitellä asfalttimassan valmistuksessa, ja toisaalta valmiissa rakenteessa se on tarpeeksi kovaa, mutta silti joustavaa kestääkseen tierakenteeseen kohdistuvat kuormitukset. Koska viskoelastinen bitumi sitoo sidotun rakenteen komponentit toisiinsa, on koko sidotun rakenteen kuormituskäyttäytyminen riippuvaista sekä lämpötilasta että kuormitusnopeudesta samantyyppisesti kuin bitumilla. (Ehrola 1996, s. 232–234, 244.) Viskoelastisen materiaalin kuormituskäyttäytymistä havainnollistetaan kuvassa 30.

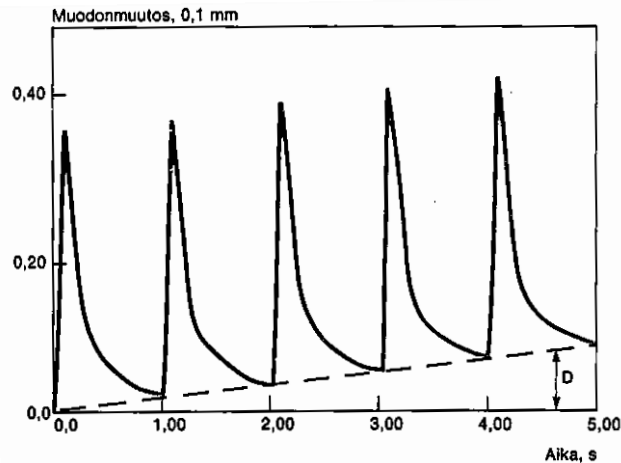


Kuva 30: Viskoelastisen materiaalin kuten bitumin muodonmuutoksen riippuvuus kuormitusajasta vakiokuormituksella. (Ehrola 1996, s. 172)

Joustavan tierakenteen toiminnan kannalta keskeisimpiä sidottujen kerrosten ominaisuuksia ovat palautuva eli kimmoinen muodonmuutoskäyttäytyminen, väsymiskestävyys, deformaatiokestävyys, kulumiskestävyys, säänkestävyys sekä halkeilutaipumus. Sidotun kerroksen väsymiskestävyydellä tarkoitetaan sidotun kerroksen kykyä kestää toistuvia, lähinnä raskaiden ajoneuvojen aiheuttamia kuormituksia vaurioitumatta. Deformaatiokestävyys puolestaan kuvaa sitä, kuinka hyvin sidottu kerros kykenee vastustamaan pysyvien muodonmuutosten syntymistä lähinnä raskaiden ajoneuvojen aiheuttamien kuormitusten seurauksena. Kulumiskestävyys taas kuvaa sitä, kuinka hyvin sidottu kerros kestää lähinnä nastarenkaiden aiheuttamaa kulutusta. Säänkestävyys kuvaa kuinka hyvin kerros kestää ympäristöolosuhteista aiheutuvaa sideaineen vanhenemista sekä veden ja jäätyksen vaikutuksia. Halkeilutaipumus kuvaa kuinka helposti lämpötilanmuutoksista aiheutuvat termiset jännitykset aiheuttavat vaurioita sidottuun kerrokseen. (Belt ym. 2002, s. 30.)

Jokaisella kuormituskerralla sidottuun kerrokseen syntyy bitumin viskoelastisen luonteen vuoksi sekä palautuva että pysyvä muodonmuutos. Pysyvien muodonmuutosten syntymekanismi itse päällystekerroksessa perustuu tyypillisesti asfalttipäällysteen tiivistymiseen ilmahuokosten vähentyessä kuormitustilanteessa, päällysteen plastiseen

”virtaukseen” ajourista niiden sivuille tai päällysteen kulumiseen, joka on pääasiassa nastarenkaiden aiheuttamaa. (Doré & Zubeck 2009, s. 71.) Yhdellä kuormituskerralla syntyvä pysyvä muodonmuutos on suuruudeltaan pieni tyypillisissä liikennekuormituksen olosuhteissa. Mikäli toistuva kuormitus pysyy samanlaisena, vakioituvat sekä palautuvan muodonmuutoksen suuruus että pysyvän muodonmuutoksen kasvu jo muutaman kuormituskerran jälkeen. (Belt ym. 2002, s. 31.) Bitumilla sidotun kerroksen muodonmuutoksia toistuvassa kuormituksessa havainnollistetaan kuvassa 31.



Kuva 31: Bitumilla sidotun kerroksen muodonmuutokset toistuvassa kuormituksessa. (Blomberg 1990, s. 65)

Bitumin viskoelastisesta luonteesta johtuen on sen matemaattinen kuvaaminen haastavaa. Bitumin viskoelastisten ominaisuuksien kuvaamiseen esitti Van der Poel vuonna 1954 käsitteen jäykkyysmoduuli. Jäykkyysmoduuli on määritelty muuten samalla tavalla kuin kimmomoduuli, mutta se on lisäksi riippuvainen sekä määrittäislämpötilasta että kuormitusajasta kaavan 5 mukaisesti. (Ehrola 1996, s. 234–235.)

$$S(t, T) = \frac{\sigma}{\varepsilon(t, T)} \quad (5)$$

jossa S on jäykkyysmoduuli, MPa

σ on jännitys, kPa

ε on muodonmuutos, -

t on aika, s

T lämpötila, °C.

Bitumilla sidotun kerroksen jäykkyys on keskeinen tekijä liikennekuormituksen tierakenteeseen aiheuttamien jännitysten ja muodonmuutosten määrittämisessä. Bitumin aika- ja lämpötilariippuvuudesta johtuen tulisi jäykkyysmoduuli määrittää aina liikennekuormitusta vastaavissa olosuhteissa, eli kuormitusajan, lämpötilan sekä jännitysolosuhteiden tulisi vastata todellisessa liikennekuormituksessa vallitsevia arvoja. Toisaalta laskentamenetelmät perustuvat yleisesti Hookein lain mukaiseen lineaariseen kimmoteoriaan, joten niitä käytettäessä tulee jäykkyysmoduulin vastata kimmomoduulia. Tässä tapauksessa sidotun kerroksen moduulin määrittäminen perustuu tutkittavan materiaalin palautuvaan muodonmuutokseen, eli moduuli määritetään toistuvien kuormitusten jälkeen vakioituneen palautuvan muodonmuutoksen perusteella. Bitumin ominaisuuksien lisäksi jäykkyysmoduuli riippuu myös päällysteen koostumuksesta. Sidotun kerroksen jäykkyyttä kuvaavien moduulien määrittäminen

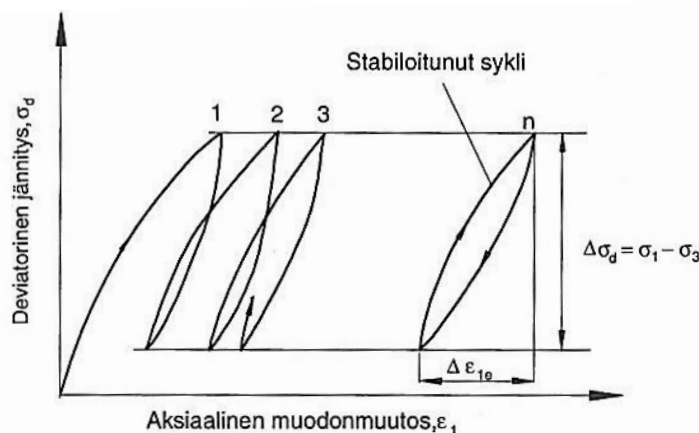
tapahtuu tyypillisesti laboratoriokokeilla. (Ehrola 1996, s. 244–245; Belt ym. 2002, s. 31.) Taulukossa 10 esitetään joitakin Tielaitoksen selvittämiä jäykkyysarvoja eri bitumilaaduille kahdessa eri lämpötilassa sekä kahdella eri kuormitusnopeudella.

Taulukko 10: Asfalttipäällysteen jäykkyysarvoja (MPa) nopeuden ja lämpötilan funktiona, kun bitumipitoisuus on 5 % ja tyhjä tila on 2 %. (Tielaitos 1999, s. 63)

Bitumilaatu	Liikenteen nopeus			
	10 km/h		80 km/h	
	10 °C	20 °C	10 °C	20 °C
B50/70	6000	3500	12000	7000
B70/100	5000	3000	10000	6000
B100/150	3000	2000	6000	4000
B150/220	2000	1250	4000	2500

3.4.3 Sitomattomat kerrokset

Toistuva liikennekuormitus aiheuttaa myös tierakenteen sitomattomiin kerroksiin sekä palautuvia että palautumattomia muodonmuutoksia. Tierakenteen sitomattomille materiaaleille on ominaista, että kuormituskertojen lukumäärän kasvaessa palautumattomien muodonmuutosten osuus vähenee. Kun tien tiettyyn kohtaan on kohdistunut tarpeeksi monta kuormituskertaa, sitomattomien materiaalien jännitys-muodonmuutossykli stabiloituu ja muodonmuutoksesta tulee lähes kokonaan palautuvaa eli materiaalin käyttäytyminen lähestyy elastista käyttäytymistä. (Ehrola 1996, s. 173.) Sitomattomien materiaalien kuormitus-muodonmuutoskäyttäytymistä havainnollistetaan kuvassa 32.



Kuva 32: Sitomattoman materiaalin kuormitus-muodonmuutoskäyttäytyminen syklisessä kuormituksessa. (Ehrola 1996, s. 173)

Sitomattomien materiaalien vakiintuvaa kuormitus-muodonmuutoskäyttäytymistä on perinteisesti hyödynnetty tierakenteen sitomattomien kerrosten palautuvien muodonmuutosten mallintamisessa. Toistuvien kuormitusten jälkeen vakiintunutta kimmoista kuormituskäyttäytymistä voidaan kuvata niin sanotulla jäännösmoduulilla (*resilient-moduuli*). Jäännösmoduulilla tarkoitetaan tyypillisesti kaavan 6 mukaista kuormitus-pulssin aiheuttaman deviatorisen jännityksen sekä sen aiheuttaman palautuvan muodonmuutoksen suhdetta, joka määritetään laboratoriokokeella toistuvien kuormitusten jälkeen stabiloituneesta kuormituskäyttäytymisestä. Tyypillisesti otaksutaan, että näin määritelty moduuli kuvaa hyvin tierakenteessa vallitsevaa tilannetta. (Ehrola 1996, s. 173–174; Belt ym. 2000, s. 32; Doré & Zubeck 2009, s. 188.)

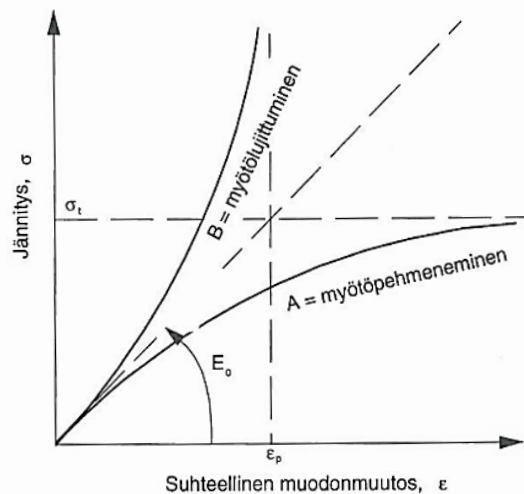
$$M_r = \frac{\Delta\sigma_d}{\Delta\varepsilon_e} \quad (6)$$

jossa M_r on jännösmoduuli, kPa

$\Delta\sigma_d$ on deviatorisen jännityksen ($\sigma_1 - \sigma_3$) vaihteluväli, kPa

$\Delta\varepsilon_e$ on palautuva suhteellinen muodonmuutos, -.

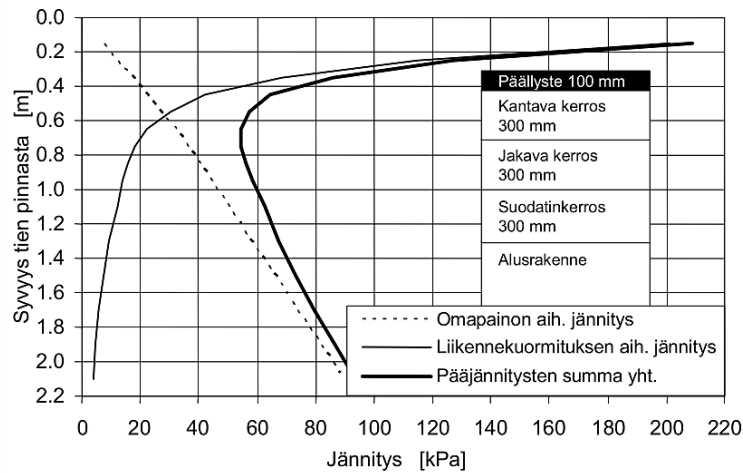
Todellisuudessa tienrakennusmateriaalien jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen on epälineaarista eli materiaalien kimmomoduuli riippuu tarkasteltavasta jännitystasosta eikä se näin ollen ole vakio. Jännitystason ja kimmomoduulin välisen riippuvuuden perusteella materiaalit voidaan jakaa myötölujittuviin ja myötöpehmeneviin materiaaleihin. Myötölujittuvilla materiaaleilla jäykkyysmoduuli kasvaa jännitystason noustessa, eli niiden kyky vastustaa muodonmuutoksia kasvaa jännityksen kasvamisen myötä. Myötöpehmenevillä materiaaleilla puolestaan jäykkyysmoduuli pienenee jännitystason noustessa, eli niiden kyky vastustaa muodonmuutoksia vähenee jännityksen noustessa. Karkearakeisten kitkamaalajien – kuten tyypillisten tierakenteen sitomattomien materiaalien – jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen on tyypillisesti myötölujittuvaa. Myötölujittuva käytös perustuu rakeiden välisiin kontakteihin sekä niiden lukkiutumiseen kuormitettuna. Myötöpehmeneminen sen sijaan on tyypillistä hienorakeisille koheesiomaille, eli tieympäristössä myötöpehmenevää käyttäytymistä voi ilmetä esimerkiksi pohjamaassa. (Ehrola 1996, s. 177.) Myötöpehmenevän ja myötölujittuvan materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä havainnollistetaan kuvassa 33.



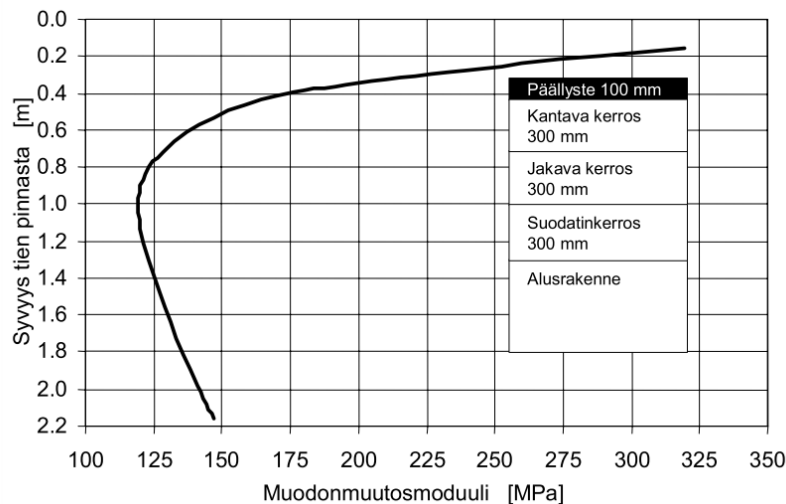
Kuva 33: Myötöpehmenevän ja myötölujittuvan materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen. (Ehrola 1996, s. 174)

Karkearakeisten kitkamaalajien osalta moduulin riippuvuutta jännitystilasta voidaan tarkastella pääjännitysten summan avulla. Pääjännitysten summaan vaikuttavat liikennekuormitus sekä tarkastelupisteen päällä olevien kerrosten paino. Tierakenteen sitomattomia kerroksia tarkasteltaessa pääjännitysten summa on suurimmillaan ylimmän sitomattoman kerroksen pinnassa. Tierakenteessa syvemmälle mentäessä pääjännitysten summa pienenee tiettyyn rajaan asti, minkä alapuolella se alkaa taas kasvaa. Liikennekuormituksen vaikutus pääjännitysten summaan on suurimmillaan tierakenteen pintaosissa, ja sen merkitys vähenee syvyyden myötä. Rakennekerrosten painon merkitys puolestaan kasvaa syvyyden myötä, eli syvemmällä tierakenteessa suurin vaikutus pääjännitysten summaan on rakennekerrosten painolla. (Belt ym. 2000,

s. 32–33.) Pääjännitysten summan muodostumisen periaatetta havainnollistetaan kuvassa 34 ja muodonmuutosmoduulin vaihtelun periaatetta kuvassa 35.



Kuva 34: Pääjännitysten summan muodostumisen periaate. (Belt ym. 2000, s. 33)



Kuva 35: Periaatekuva sitomattomien materiaalien muodonmuutosmoduulin vaihtelusta tarkastelusyvyyden mukaan kuormitustilanteessa. (Belt ym. 2000, s. 33)

Tierakenteen sitomattomia rakennekerroksia tarkasteltaessa on pääjännitysten summa tyypillisesti siis suurimmillaan kantavassa kerroksessa ja pienimmillään suodatinkerroksessa. Kitkamaalajien myötölujittuvan käyttäytymisen myötä myös muodonmuutosmoduuli on suurimmillaan tierakenteen yläosassa ja pienimmillään sen alaosassa - tosin tähän vaikuttavat vahvasti myös esimerkiksi materiaaliominaisuudet, joita tarkastellaan jäljempänä alaluvussa 3.4.5. Toinen merkittävästi sitomattomien kerrosten moduuleihin vaikuttava tekijä on sidotun päällystekerroksen paksuus ja moduuli: mitä paksumpi ja jäykempi on päällystekerros, sitä pienemmällä moduulilla sitomattomat kerrokset toimivat kuormitettuna. Päällysteen paksuuden ja jäykkyyden vaikutus sitomattomien kerrosten moduuleihin kuitenkin vähenee syvemmällä tierakenteessa. (Belt ym. 2000, s. 33–34.) Tyypillisiä sitomattomien rakennekerrosten moduuleja esitetään taulukossa 11.

Taulukko 11: Tyypillisiä sitomattomien rakennekerrosten muodonmuutosmoduuleja kerrosten keskikohdassa yksittäispyöräkuormituksella. (Belt ym. 2000, s. 34)

Kerros	Kerros- paksuus mm	Päällyste		Muodonmuutos- moduuli MPa
		Paksuus mm	Moduuli MPa	
Kantava	200	40	2000	460
		40	5000	420
		80	5000	320
		120	5000	250
Jakava	200	40	2000	230
		40	5000	220
		80	5000	190
		120	5000	170
Suodatin	360	40	2000	100
		40	5000	100
		80	5000	100
		120	5000	90

Toistuva liikennekuormitus aiheuttaa sitomattomiin kerroksiin myös pysyviä muodonmuutoksia, joiden syntymismekanismi perustuu tyypillisesti kiviainesrakeiden uudelleenjärjestäytymiseen kuormitustilanteessa (Thom 2008, s. 95). Sitomattomien kerrosten deformaatioherkkyyteen vaikuttavat muun muassa (Belt ym. 2000, s. 35):

- jännitystila
- aiemmat kuormitukset eli jännityshistoria
- kuormitusten lukumäärä
- kosteusolosuhteet
- materiaaliominaisuudet kuten tiiviys, rakeisuus sekä kiviaineksen ominaisuudet.

Materiaali-, rakenne- ja ympäristöolosuhteiden merkitystä sitomattomien kerrosten kuormituskäyttäytymiseen tarkastellaan alaluvuissa 3.4.5–3.4.7.

3.4.4 Alusrakenne

Tien alusrakenteella tarkoitetaan tyypillisesti tielinjan leikkauskohdissa luonnontilaista pohjamaata ja pengerretyissä kohdissa pengertäytettä. Tien alusrakenne voi olla myös esimerkiksi erilaisilla pohjanvahvistusmenetelmillä kuten stabiloinnilla käsiteltyä maata. (Ehrola 1996, s. 160.) Tässä työssä alusrakenteista käsitellään vain sitomattomista luonnonmateriaaleista muodostuvia rakenteita. Alusrakenteella on erittäin keskeinen merkitys kerroksellisen tierakenteen toiminnan kannalta. Pohjamaan ollessa ominaisuuksiltaan kelpoista tierakenteen ja sen käyttötarkoituksen asettamat vaatimukset huomioiden, voidaan tierakenne usein perustaa suoraan pohjamaan varaan, jolloin siis paikallinen pohjamaa toimii tien alusrakenteena. Vaihtoehtoisesti alusrakenne voidaan erikseen rakentaa, jolloin siihen yleensä käytetään joko paikallisia tai muualta tuotuja kiviainesmateriaaleja. Tyypillisesti tienrakennushankkeen leikkauskohdissa tasattu ja tiivistetty pohjamaa toimii alusrakenteena. Täyttöä vaativissa kohdissa sen sijaan käytetään muualta tielinjalta kaivettuja ylijäämämassoja, jotka tasataan ja tiivistetään tavoiteltuun korkeusasemaan. Tien alusrakenne on tien varsinaisia rakennekerroksia huomattavasti monimutkaisempi rakenne monessakin mielessä: alusrakenteen materiaalit ovat usein kokoonpuristuvia, routivia sekä vettä johtavia – ja usein myös kosketuksissa pohjaveden kanssa. Lisäksi alusrakenne on usein jokseenkin heterogeeninen, eli sen ominaisuudet ja siten myös käyttäytyminen vaihtelee alueellisesti. (Doré & Zubeck 2009, s. 10.)

Sitomattomien alusrakennemateriaalien kuormituskäyttäytyminen on pääpiirteissään samantyyppistä kuin sitomattomilla rakennekerrosmateriaaleillakin – tyypillisesti kitkamaalajit käyttäytyvät dynaamisessa kuormituksessa myötölujittuvasti ja koheesiomaalajit myötöpehmenevästi. Hienorakeisesta koheesiomaasta kuten savesta muodostuvan alusrakenteen tapauksessa materiaalin muodonmuutosmoduuli pienenee deviatorisen jännityksen kasvaessa: mitä suurempi on liikennekuormitus tai mitä ohuempi on tierakenne tai sidottujen kerrosten paksuus, sitä pienemmällä moduulilla alusrakenne toimii kuormitettuna. Kitkamaalajeilla tilanne on puolestaan päinvastainen: muodonmuutosmoduuli kasvaa jännitystilan kasvamisen myötä. Jännitystilan ohella alusrakenteen muodonmuutosmoduuli on voimakkaasti riippuvainen paitsi materiaalin itsensä ominaisuuksista, myös ympäristöolosuhteista, joita käsitellään tarkemmin alaluvussa 3.4.7. (Belt ym. 2000, s. 34.)

Luonnontilaisen maan ominaisuudet vaihtelevat yleensä hyvin voimakkaasti, ja samalla tielinjalla voi esiintyä maalajeja esimerkiksi huonosti kantavasta savesta hyvin kantavaan moreeniin. Pohjamaan ominaisuuksien tarkastelun helpottamiseksi onkin kehitetty erilaisia luokitusmenetelmiä, joiden avulla maalajit voidaan ryhmitellä esimerkiksi kantavuus- ja käyttäytymisominaisuuksien perusteella eri ryhmiin. (Ehrola 1996, s. 160–161.) Tässä yhteydessä käsitellään Tiehallinnon *Tierakenteen suunnittelu* –ohjeen mukainen alusrakenteen luokittelu pääpiirteissään, tarkempi kuvaus kyseisestä luokittelujärjestelmästä löytyy kyseisestä ohjeesta. Kyseisessä luokittelussa olosuhteet jaetaan kosteusolosuhteiden perusteella *kuiviin* ja *märkiin* olosuhteisiin. Pohjamaan homogeenisuuden perusteella alusrakenne voi olla joko *sekalaatuinen* tai *tasalaatuinen*. Savet jaetaan erikseen *jäykkiin* ja *kiinteisiin saviin* sekä *pehmeisiin saviin*. Alusrakenteen materiaalille määritetään kelpoisuusluokka sen rakeisuuskäyrän perusteella. Rakeisuus määritetään seulonnalla ja tarvittaessa hydrometrikokeella. Kelpoisuusluokalla kuvataan maa-aineksen soveltuvuutta tierakenteeseen tai penkereeseen sekä kyseisen pohjamaatyypin soveltuvuutta alusrakenteeksi. (Tiehallinto 2004, s. 34–37.) Kelpoisuusluokat reunaehtoineen esitetään liitteessä 4.

Kelpoisuusluokan ja olosuhteiden perusteella maamateriaalit ryhmitellään alusrakenneluokkiin. Samaan alusrakenneluokkaan kuuluville materiaaleille voidaan soveltaa samoja mitoitusparametreja, joita tässä luokittelussa ovat moduuli *E* sekä routaturpoama *t*. (Tiehallinto 2004, s. 37.) *Tierakenteen suunnittelu* –ohjeen mukaiset alusrakenneluokat esitetään taulukossa 12.

Taulukko 12: Alusrakenneluokat. (Tiehallinto 2004, s. 37)

Luokka	A	B	C	D	uE	uF	uG	uH	uI
Moduuli, MPa	280	200	100	70	50	35	10	20	20
t-arvo, %	0	0	0	0	3	6	6	12	16
Maalaji tai kelpoisuusluokka ja märkyys	Louhe	Murske	kuS1 mS1	kuS2 kuH1 mH1	mS2 kuS3 kuH2 mH2	mS3 kuH3-4 kuS4 jäySa staSi staSiMr staSa	pehSa Lj	mS4 mH3-4 kuSi kuSiMr kerrall. kuSa/Si	mSi mSiMr kerrall. mSa/Si

Taulukon merkinnät: u = alusrakenteen tasalaatuisuutta ei tunneta tai sitä ei ole tutkittu, ku = kuiva, m = märkä ja normaali, sta = stabiloitu, jäy = jäykkä ($s_u \geq 40$ kPa), peh = pehmeä ($s_u < 40$ kPa), kerrall. = kerrallinen. Mikäli alusrakenteen tasalaatuisuus tunnetaan, korvataan tällöin u-kirjain kirjaimella t (tasalaatuinen) tai kirjaimella s (sekalaatuinen).

3.4.5 Materiaaliominaisuuksien merkitys

Materiaaliominaisuudet vaikuttavat monella tavalla tierakenteen mekaanisiin ominaisuuksiin ja sitä kautta kuormituskäyttäytymiseen. Sidottujen kerrosten osalta merkittävimpiä materiaaliominaisuuksia ovat päällysteen massakomponenttien keskinäiset suhteet sekä kiviaineksen ja bitumin ominaisuudet. Sitomattomien kerrosten osalta keskeisimpiä vaikuttavia materiaaliominaisuuksia ovat raekokojakauma, rakeiden muoto sekä niiden lujuus, pysyvyys, pinnan karkeus, veden imemiskyky sekä mineralogia. (Belt ym. 2000, s. 30, 36–38.)

Sidottujen kerrosten käyttäytymiseen vaikuttavia tekijöitä ovat sideaineen ominaisuudet, kiviaineksen ominaisuudet sekä massaseoksen ominaisuudet. Sideaineena käytetty bitumi on luonteeltaan viskoelastista, jolloin suuremman viskositeetin omaava bitumi on normaaleissa tierakenteiden käyttölämpötiloissa jäykempää kuin alhaisemman viskositeetin omaava bitumilaatu. Sideaineen viskositeetin kasvu siis lisää päällysteen jäykkyyttä, samoin sideainepitoisuuden kasvu sekä sideaineen alhainen lämpötilaherkkyys lämpötilan vaihdellessa. Päällysteessä käytetyn kiviaineksen rakeisuuskäyrän siirtyminen avoimesta rakeisuuskäyrästä jatkuvampaan lisää päällysteen jäykkyyttä. Myös murskatun kiviaineksen käyttö lisää päällysteen jäykkyyttä, sillä karkeammilla rakeilla on hioutuneita rakeita paremmat kitkaominaisuudet. Kiviainesrakeiden kuutiomainen muoto parantaa rakeiden välistä kitkaa eli lisää päällysteen jäykkyyttä. Rakeiden lujuuden kasvaminen puolestaan parantaa päällysteen kulumiskestävyyttä. Asfalttimassassa käytetyn täytejauheen hyvä laatu lisää asfalttimastiksin jäykkyyttä. Myös asfalttimassan suhteituksella voidaan huomattavasti vaikuttaa sidottujen kerrosten ominaisuuksiin ja kuormituskäyttäytymiseen – esimerkiksi tyhjätilan väheneminen tekee päällysteestä jäykempää. (Ehrola 1996, s. 266, 273.)

Tierakenteen sitomattomien materiaalien muodonmuutosominaisuudet ovat selvästi riippuvaisia materiaaliominaisuuksista. Tyypillisesti sitomattomilla materiaaleilla, joilla on tasaisesti kaartuva rakeisuuskäyrä, suuri maksimiraekoko sekä pieni savipitoisuus, on hyvät palautuvat ja pysyvät muodonmuutosominaisuudet. (Belt ym. 2000, s. 36.) Tasaisen rakeisuuskäyrän omaavalla materiaalilla on tyypillisesti suurempi sisäinen kitkakulma kuin homogeenisella materiaalilla. Tämä johtuu siitä, että erikokoisista rakeista muodostuvassa seoksessa on enemmän kiviainesrakeiden välisiä kontaktipintoja kuin tasalaatuisessa materiaalissa, jolloin materiaalin kitkakulma ja sitä kautta murtolujuus on suurempi. Materiaalin täyden lujuuden saavuttamiseksi erikokoisia rakeita on oltava juuri oikea määrä, jolloin suurempien rakeiden välissä oleva tyhjä tila täyttyy ja mahdollisimman suuri määrä rakeiden välisiä kontaktipintoja saavutetaan. Toisaalta mikäli seoksessa on liikaa hienoainesta, suuremmat kiviainesrakeet eivät pääse kosketuksiin toistensa kanssa, jolloin materiaalin lujuus heikkenee. (Thom 2008, s. 74–75.)

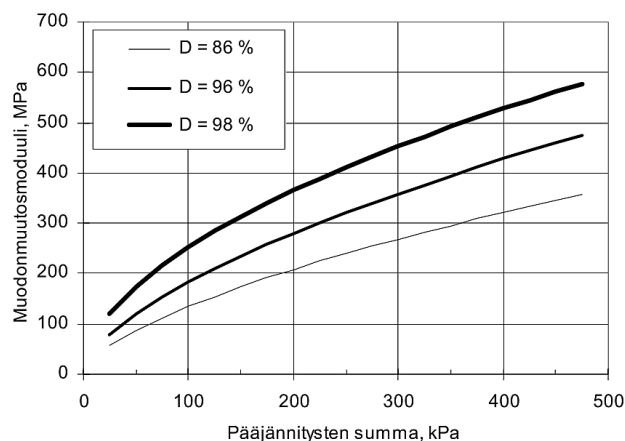
Erityisesti karkearakeisten maalajien osalta yksittäisten rakeiden fysikaalisilla ominaisuuksilla on keskeinen merkitys materiaalin muodonmuutuskäyttäytymisen kannalta. Muodoltaan kuutiomaiset rakeet pakkautuvat tiiviimmäksi kuin puikkomaiset tai liuskeiset rakeet. Pinnaltaan karkeat ja murtopintaiset rakeet vastustavat pysyviä muodonmuutoksia sileäpintaisia rakeita tehokkaammin johtuen suuremmasta kitkasta. Kiviainesmateriaalin lujuus vaikuttaa siihen, kuinka helposti materiaalin syntyy pysyviä muodonmuutoksia. Lujuudeltaan alhaiset kiviainesrakeet murenevät ja rikkoutuvat helpommin, jolloin materiaalin hienoainespitoisuus kasvaa. Erityisen suuri merkitys kiviaineksen lujuudella on tierakenteen ylimmässä sitomattomassa kerroksessa, jossa liikennekuormituksen aiheuttama rasitus on suurimmillaan. Kiviaineksen lujuus riippuu

pitkälti mineralogiasta, joka vaikuttaa myös siihen, kuinka paljon materiaali imee itseensä vettä. Mikäli materiaalilla on taipumus imeä itseensä vettä, on se tyypillisesti myös alttiimpi pysyville muodonmuutoksille. (Belt ym. 2000, s. 37–38.)

3.4.6 Rakenneominaisuuksien merkitys

Keskeisimpiä tierakenteen kuormituskäyttäytymiseen vaikuttavia ominaisuuksia ovat tierakenteen geometria sekä rakennekerrosten tiiviystila. Geometrisista tekijöistä tärkeimpiä ovat kerrospaksuudet, tierakenteen leveys sekä luiskakaltevuus. Asfalttipäällysteen paksuuden kasvaminen sekä jäykkyyden lisääntyminen vähentää sekä asfalttikerroksen alapintaan että alusrakenteen yläpintaan aiheutuvia rasituksia niin lujan kuin heikonkin alusrakenteen tapauksessa. Sitomattomien rakennekerrosten paksuuden kasvaminen puolestaan vähentää erityisesti alusrakenteen yläpintaan kohdistuvia rasituksia, mutta se vaikuttaa myös asfalttipäällysteen alapintaan aiheutuvia rasituksia vähentävästi erityisesti alusrakenteen ollessa heikko. Sitomattomista kerroksista erityisesti kantavan kerroksen jäykkyyden lisääntyminen vähentää päällysteen alapintaan sekä alusrakenteen yläpintaan kohdistuvia rasituksia. (Ehrola 1996, s. 312–313.) Tien poikkileikkauksen leveys vaikuttaa siihen, kuinka selkeästi ajolinjat keskittyvät ajouriin – kapealla tiellä ajolinjat keskittyvät leveää tietä enemmän, jolloin siis myös tierakenteeseen kohdistuva liikennekuormitus keskittyy ajolinjoihin. Korkiala-Tanttu ym. (2002, s. 62–63) totesivatkin, että mitä kapeampi tie on ja mitä jyrkemmät ovat sen luiskat, sitä nopeammin se urautuu.

Sitomattomien materiaalien tiiviystila vaikuttaa merkittävästi niiden moduuleihin ja siten kuormituskäyttäytymiseen. Mitä tiivimpään tilaan sitomattomat materiaalit saadaan tiivistettyä, siten jäykempänä ne toimivat ja sitä vähemmän niihin syntyy pysyviä muodonmuutoksia verrattuna löyhempään materiaaliin. (Belt ym. 2000, s. 36–37.) Tiiviystilan vaikutusta sitomattoman kantavan kerroksen moduuliin havainnollistetaan kuvassa 36. Kuvasta havaitaan, että sitomaton kitkamaamateriaali toimii sitä suuremmalla moduulilla, mitä suurempi on sen tiiviysaste ja mitä suurempi on vallitseva jännitys.

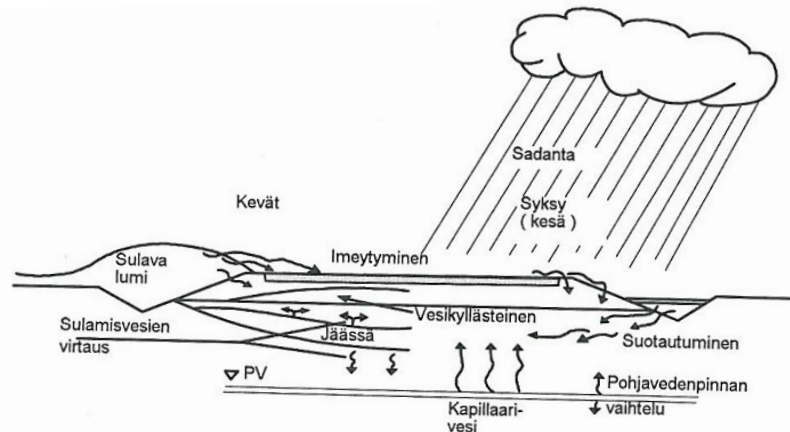


Kuva 36: Sitomattoman kantavan kerroksen moduulin riippuvuus tiiviysasteesta (D) sekä jännitystilasta. (Kolisoja 1996)

3.4.7 Ympäristöolosuhteiden merkitys

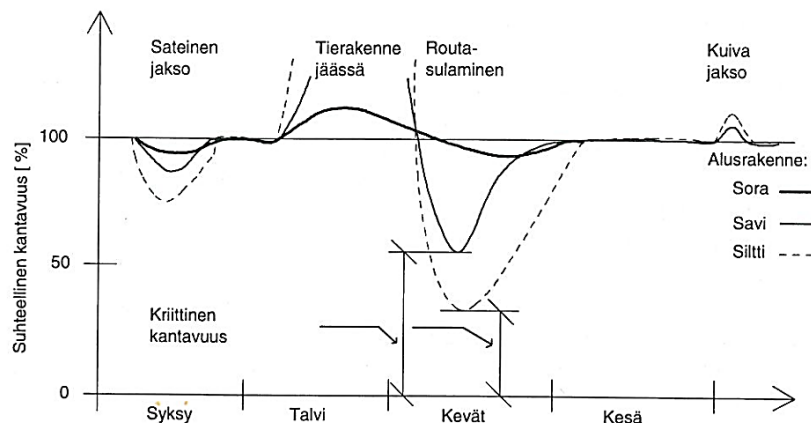
Tierakenteen kuormituskäyttäytymiseen eniten vaikuttavat ympäristötekijät ovat kosteus sekä lämpötila. Tierakenteessa on aina vettä, joka voi esiintyä vapaana vetenä, kapillaarisesti sitoutuneena vetenä, rakeisiin sitoutuneena vetenä sekä vesihöyryinä. Tieympäristön pääasiallisia vedenlähteitä ovat sadanta sekä pohjavesi. Tierakenteen

kuormituskäyttäytymisen kannalta suurin merkitys on vapaalla vedellä, sillä lisääntyessään se aiheuttaa tierakenteen kantavuuden alenemista – ja toisaalta vapaa vesi on ainoa veden olomuodoista, johon voidaan vaikuttaa tavanomaisilla kuivatustoimenpiteillä. (Ehrola 1996, s. 119.) Tieympäristön vedenkiertoa havainnollistetaan kuvassa 37.



Kuva 37: Vesi tieympäristössä. (Ehrola 1996, s. 120)

Tierakenteen vesipitoisuus mukailee normaalia luonnon vesikiertoa ja noudattaa selvää vuodenaikaisvaihtelua. Rakennekerrosmateriaalien sekä alusrakennemateriaalien jäykkyys- ja muodonmuutosominaisuudet vaihtelevat vesipitoisuuden mukana, minkä seurauksena myös tierakenteen kantavuus vaihtelee vuodenajoittain. Kesäkantavuuteen verrattuna tierakenteen kantavuus alenee tyypillisesti syksyisin lisääntyneen sadannan sekä keväisin roudan sulamisen takia. Talvisin kantavuus tyypillisesti kasvaa tierakenteen jäätyessä. Kantavuusvaihteluiden suuruusluokka on voimakkaasti riippuvainen alusrakenteesta – hienorakeisilla alusrakenteilla kantavuusvaihtelut ovat huomattavasti suurempia kuin karkearakeisilla alusrakenteilla. (Ehrola 1996, s. 119, 125–126.) Kantavuuden vuodenaikaisvaihteluita havainnollistetaan kuvassa 38.

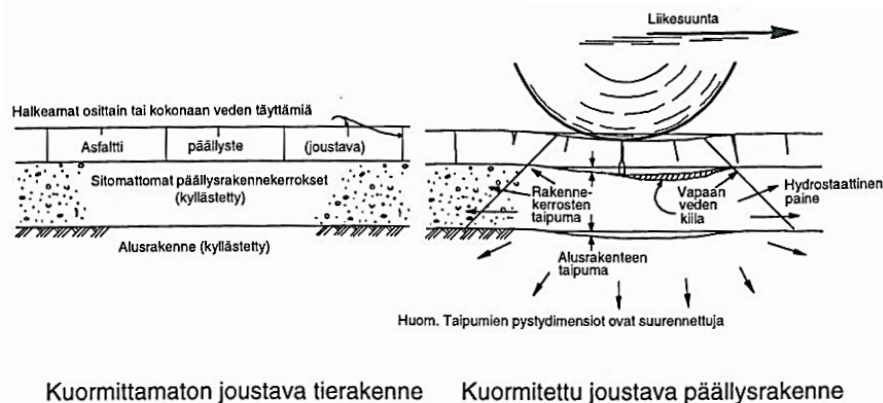


Kuva 38: Tierakenteen kantavuuden vuodenaikaisvaihtelu erilaisilla alusrakenteilla. (Ehrola 1996, s. 125)

Vesi vaikuttaa merkittävästi kaikkien sitomattomien materiaalien toimintaan. Mikäli materiaalissa olevan veden määrä on jokseenkin vähäinen, se tyypillisesti kerääntyy kiviainesrakeiden välisille kontaktipinnoille ilma-vesi-rajapinnoilla vaikuttavien pintajännitysten takia. Tällöin sitomattomassa materiaalissa olevan ilman sekä veden välille muodostuu paine-ero: huokosissa olevan veden paine on hieman pienempi kuin huokosissa olevan ilman paine, mistä on seurauksena negatiivisena huokospaineena tunnettu ilmiö. Tämä myös imupaineena ja näennäisenä koheesiona tunnettu ilmiö

aiheuttaa rakeiden välille pienen puristusvoiman lisäyksen, eli se kasvattaa materiaalissa vallitsevaa tehokasta jännitystä. Tierakenteen deformatiivisuuden kannalta tämänlainen kosteus on tavoiteltava, sillä tällöin kiviainesrakeiden liikkuminen toistensa suhteen vaikeutuu. Sen sijaan tiivistämisen aikana tämänlainen kosteus on haitallinen, sillä se vaikeuttaa rakeiden liikkumista tiiviimpään tilaan tiivistyksen aikana. Vesipitoisuuden edelleen kasvaessa imupaine pienenee huokosten täyttyessä vedellä. Veden kyllästämiin huokosiin voi muodostua positiivista huokospainetta kuormituksen aikana, sillä vesi pyrkii estämään huokoksen tilavuuden pienenemisen. Positiivinen huokospaine pienentää rakeiden rajapinnoilla vallitsevia puristusvoimia sekä vallitsevaa tehokasta jännitystä, jolloin rakeet liikkuvat helpommin toistensa suhteen. Valmiin tierakenteen toiminnan kannalta suuri vesipitoisuus on hyvin haitallinen, sillä tällöin kiviainesrakeiden on helpompi liikkua toistensa suhteen, jolloin tierakenteen lujuus ja jäykkyys alenevat – tiivistystyötä tämänlainen kosteus sen sijaan helpottaa. (Thom 2008, s. 36.)

Tierakenteen karkearakeisista materiaaleista muodostuviin rakennekerroksiin ei kuormitettaessa synny tehokasta normaalijännitystä ja leikkauslujuutta alentavaa huokosvedenpainetta, mikäli vesipitoisuus näissä materiaaleissa on selvästi alle kyllästysrajan. Sen sijaan veden kyllästämissä kitkamaassa voi huokosvedenpaine nousta nopeassa kuormituksessa hyvinkin suureksi, jolloin tehokas jännitys ja leikkauslujuus rakennekerroksissa pienenee merkittävästi. Mikäli tien alusrakenteessa esiintyy hienorakeisia maalajeja, on niiden vesipitoisuus usein korkea ja vedenläpäisevyys alhainen. Tämänlaisiin maakerroksiin voi syntyä kuormituksessa huomattavia huokosvedenpainetta, jotka purkautuvat hitaasti ja aiheuttavat tehokkaan jännityksen sekä leikkauslujuuden pienenemisen alusrakenteessa. Tierakenteen kannalta haitallisin tilanne on, mikäli sekä rakennekerrokset että alusrakenne ovat veden kyllästämiä. Tällöin liikennekuormitus voi aiheuttaa tierakenteeseen liikkuvan paineaallon, joka aiheuttaa koko rakenteeseen suuria hydrostaattisia huokosvedenpainetta. Tällöin kantavan ja jakavan kerroksen kyky ottaa vastaan ja siirtää kuormituksia heikkenee oleellisesti. Tämän seurauksena tierakenteen taipumat suurenevät ja tien alusrakenteelle välittyvä kuormitus kasvaa. Suuri vesipitoisuus rakennekerroksissa ja alusrakenteessa voi myös johtaa hienoaineksen pumppautumiseen alemmista kerroksista ylempiin kerroksiin kuormituksen vaikutuksesta. Tällöin rakennekerrosten ominaisuudet heikkenevät ja ne ovat entistä herkempiä vesipitoisuuden vaihteluille. Lisääntynyt kosteus tierakenteessa ja alusrakenteessa siis kiihdyttää tierakenteen vaurioitumista, mikä näkyy tien pinnalla painumina, epätasaisuutena, urautumisena sekä halkeamina. (Ehrola 1996, s. 122–124, 127–128.) Veden kyllästäjän tierakenteen kuormituskäyttämistä havainnollistetaan kuvassa 39.



Kuva 39: Vedellä kyllästyneen tierakenteen toiminta liikennekuormituksessa. (Ehrola 1996, s. 124)

Lämpötila vaikuttaa joustavan ja kerroksellisen tierakenteen kuormituskäyttäytymiseen kahdella eri tavalla. Bitumilla sidottuihin kerroksiin lämpötila vaikuttaa bitumin viskoelastisen käyttäytymisen kautta ja sitomattomiin kerroksiin sekä alusrakenteeseen niiden mahdollisen jäätymisen kautta. Bitumin viskoelastinen luonne saa koko bitumilla sidotun kerroksen käyttäytymään viskoelastisesti, eli sen kuormituskäyttäytymiseen vaikuttaa kuormitusajan lisäksi myös lämpötila. Lämpötilan laskiessa asfalttipäällysteen jäykkyys kasvaa ja lämpötilan kasvaessa päällysteen jäykkyys alenee. Kesäajan tyypillisessä +20 °C lämpötilassa päällysteen jäykkyys on suuruusluokaltaan noin 2500 MPa. Talven lämpötiloissa, esimerkiksi -20 °C pakkasella on päällysteen jäykkyys huomattavasti suurempi, suuruusluokaltaan noin 15 000 MPa. Päällysteen jäykkyys ja sen myötä päällystekerroksen kuormituskäyttäytyminen on siis hyvin pitkälti riippuvainen lämpötilasta. Päällysteen jäykkyyden lämpötilaherkkyys on osittain riippuvainen myös käytetystä bitumilaadusta, niin kuin taulukosta 10 käy ilmi. Lisäksi lämpötilanmuutokset aiheuttavat päällystekerrokseen lämpölaajenemista ja –kutistumista, jotka puolestaan aiheuttavat tierakenteen vaurioitumista. Lämpötilan laskemisesta aiheutuva kutistuminen on tyypillisesti laajenemista haitallisempaa. Kutistumisesta aiheutuu sidottuihin materiaaleihin vetojännityksiä, joita ne kestävät huomattavasti huonommin kuin puristusjännityksiä. Lämpötila vaikuttaa osaltaan myös asfalttipäällysteen vetolujuuteen: lämpötilan laskiessa päällysteen vetolujuus ensin kasvaa merkittävästi, mutta riittävän kylmissä lämpötiloissa se alkaa laskea. Päällysteen lämpötilan laskeminen kasvattaa samalla termisiä vetojännityksiä voidaan lopulta aiheuttaa päällystelaatan katkeamisen, mikäli vetojännitykset ylittävät päällysteen vetolujuuden. Iän myötä asfalttipäällysteen sideaine myös kovettuu ja haurastuu lähinnä hapettumisesta johtuen, ja lämpötilan nousu nopeuttaa hapettumisprosessia. (Ehrola 1996, s. 128–133.)

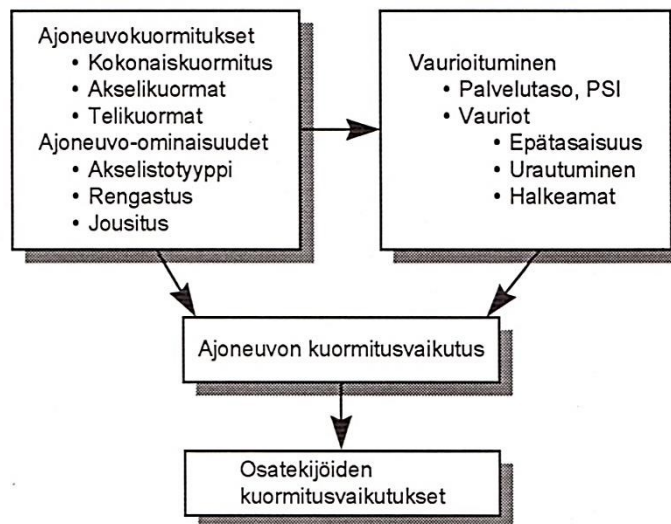
Tierakenteen sitomattomiin kerroksiin ja alusrakenteeseen lämpötila vaikuttaa lähinnä jäätymisen kautta. Sitomattomien materiaalien jäykkyys kasvaa huomattavasti niiden jäätyessä. Jäykkyyden lisääntyminen riippuu materiaalin vesipitoisuudesta, joka vaikuttaa muodostuvan jään määrään. Hienorakeisilla maalajeilla jäätymisen kasvattaa jäykkyyttä yleensä enemmän kuin karkearakeisilla maalajeilla, sillä niissä on tyypillisesti enemmän vettä. Jäätyneen maan lujuus on riippuvainen kuormitusajasta, ja sitä kuormitettaessa siihen aiheutuu muodonmuutoksia, joista osa on palautuvia ja osa palautumattomia. Pitkillä kuormitusajoilla jäätyneeseen maahan aiheutuu enemmän plastisia muodonmuutoksia, sillä tällöin maan jäykkyys ja lujuus ovat alhaisemmat kuin lyhyillä kuormitusajoilla. Lyhyillä kuormitusajoilla kuten liikennekuormituksessa jäätynyt maa käyttäytyy sen sijaan suuren jäykkyyden ja lujuuden omaavan lähes kimmoisen materiaalin tavoin. Jäätyneiden tienrakennusmateriaalien jäykkyyksien on arvioitu olevan suuruusluokaltaan noin 10–100-kertaisia nopeassa kuormituksessa ja 2–10-kertaisia pitkäaikaisessa kuormituksessa sulan maan jäykkyyksiin verrattuna. Jäätynyt maa kestää myös huomattavasti vetoa, ja sen vetolujuuden on arvioitu olevan 20–50 % yksiaksiaalisen puristuslujuuden arvosta. (Ehrola 1996, s. 128–134.)

4 Liikennekuormituksen mittaustekniikka

4.1 Liikenteen kuormitusvaikutusten määrittämismenetelmät

4.1.1 Koetiekoe

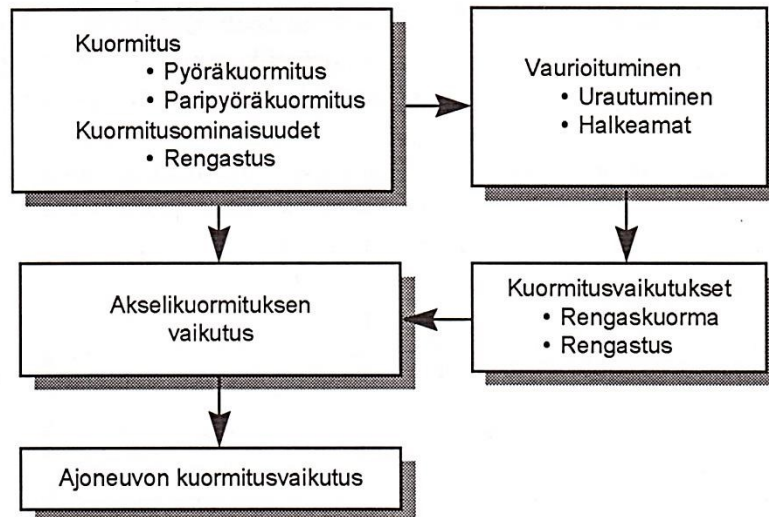
Koetiekokeessa tutkitaan ajoneuvokuormituksesta aiheutuvaa koetierakenteen vaurioitumista. Koetietä kuormitetaan tunnetuilla ajoneuvokuormilla, joiden aiheuttama rakenteiden vaurioituminen määritetään tietyin väliajoin. Kokeessa voidaan käyttää muuttujina ajoneuvojen kokonaiskuormia, akselikuormia, telikuormia, akselistotyyppejä, rengastuksia sekä jousituksia. Muuttujien määrän lisääntyessä saadaan tarkempaa tietoa yksittäisten kuormitustekijöiden vaikutuksesta tierakenteen vaurioitumiseen, mutta samalla kokeen suorittaminen sekä tulosten tulkinta vaikeutuvat ja monimutkaistuvat. Liikennekuormituksen ja vaurioitumisen välisten yhteyksien avulla voidaan selvittää yksittäisten ajoneuvojen ja lopulta niiden osatekijöiden kuormitusvaikutukset tutkittavaan tierakenteeseen. Koetiekokeen periaatetta havainnollistetaan kuvassa 40. Kuormituksen aiheuttamia vaurioita voidaan tarkastella joko yksittäin tai kokonaisuutena palvelutasoindeksin avulla. Koetiekokeita tehdään käytännössä erittäin harvoin, sillä ne ovat hyvin työläitä ja kalliita. Koetiekokeista tunnetuin lienee 1950-luvun lopulla Yhdysvalloissa tehty AASHO-tiekoe. (Ehrola 1996, s. 48–49.)



Kuva 40: Ajoneuvojen kuormitusvaikutusten selvittäminen koetiekokeella. (Ehrola 1996, s. 49)

4.1.2 Koeratakoe

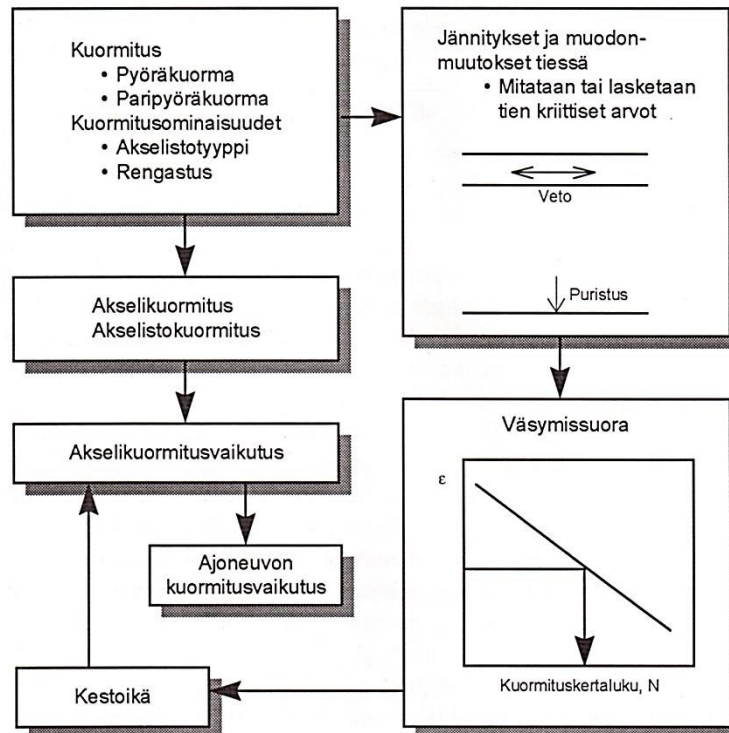
Koeratakoe muistuttaa periaatteeltaan koetiekoea, mutta on mittakaavaltaan huomattavasti pienempi. Kokeessa koerataa kuormitetaan pyörä- tai paripyöräkuormituksella, jonka aiheuttamia vaikutuksia voidaan tutkia koeradon vaurioitumisen, urautumisen ja halkeamien avulla. Koeratakokeessa muuttujina voidaan käyttää rengastusta ja rengaskuormia. Vaikka koeratakokeessa tutkitaankin yksittäisen pyörän tai paripyörän aiheuttamia vaikutuksia, voidaan niiden avulla tehdä päätelmiä myös akselikuormien vaikutuksista ja siten myös ajoneuvojen kokonaiskuormituksista. Koeratakokeen periaate esitetään kuvassa 41. Koeratakokeissa on huomionarvoista, että koeolosuhteet ovat varsin rajoitetut, eikä kuormitustapahtuma täysin vastaa normaaleja tieolosuhteita. (Ehrola 1996, s. 49–50.) HVS-kokeita voitaneen pitää eräänlaisina koeratakokeina.



Kuva 41: Ajoneuvojen kuormitusvaikutusten selvittäminen koeratakokeella. (Ehrola 1996, s. 50)

4.1.3 Jännitys- ja muodonmuutosmenetelmä eli vastemenetelmä

Mittaus- ja laskentatekniikan kehittyminen on mahdollistanut liikennekuormituksen aiheuttamien jännitysten ja muodonmuutosten määrittämisen suoraan tierakenteesta. Määrittämällä vasteet suoraan tierakenteesta mittaamalla päästään käsiksi todellisiin arvoihin, minkä vuoksi vastemenetelmästä on tullut yleinen liikenteen kuormitusvaikutusten tutkimismenetelmä. Vastemenetelmässä muuttujia voivat olla pyörä- ja paripyöräkuormitus, rengastus, jousitus sekä akselistotyyppi. Mitattujen vasteiden avulla voidaan selvittää akselikuormitusvaikutus ja sen avulla lopulta koko ajoneuvon kuormitusvaikutus. Tierakenteen kestämissä kriittisissä jännityksissä ovat vetojännitys sidottujen kerrosten alapinnassa sekä pystysuora puristusjännitys alusrakenteen yläpinnassa. Kriittisten jännitysten mittaamisen avulla päästään käsiksi kriittisiin muodonmuutoksiin ja väsymissuoraan, joiden avulla voidaan määrittää tierakenteen kestoikä kuormituskertalukuna sekä tarkasteltavan akselikuorman suhteellinen kuormitusvaikutus. Vastemenetelmän periaate esitetään kuvassa 42. Vastemenetelmällä saatavan mittausdatan avulla voidaan analysoida tierakenteeseen kohdistuvia jännityksiä ja muodonmuutoksia käyttäen monikerros- tai elementtilaskentaohjelmia. Vaikka laskentaohjelmistojen kehittyminen onkin nopeuttanut ja helpottanut liikenteen kuormitusvaikutusten laskennallista tutkimista, on syytä pitää mielessä, että laskentamenetelmät sisältävät usein monia olettamuksia, jotka saattavat huonontaa tulosten luotettavuutta. (Ehrola 1996, s. 49–51.) Vastemenetelmää on käytetty Suomessa esimerkiksi Temmeksen koetietutkimuksissa vuosina 1996–2001 (Savolainen ym. 2001a).



Kuva 42: Ajoneuvojen kuormitusvaikutusten selvittäminen vastemenetelmällä. (Ehrola 1996, s. 50)

4.2 Ajoneuvojen punnitseminen

4.2.1 Staattinen punnitseminen

Staattisessa punnituksessa ajoneuvo punnitaan joko kiinteällä tai siirrettävällä vaa'alla ajoneuvon ollessa paikallaan. Punnitsemalla ajoneuvo pysäytettynä saadaan määritettyä sen staattinen massa, eli ajoneuvon todellinen massa ilman ajoneuvon liikkeestä aiheutuvaa dynaamista lisää. Menetelmä soveltuu siis ajoneuvojen staattisista massoista aiheutuvien kuormitusten tutkimiseen, eli liikkuvan kuorman suuruutta sillä ei voida tutkia. Vaikka staattisilla punnituksilla saadaankin määritettyä ajoneuvojen todellisia massoja, liittyy menetelmään kuitenkin myös heikkouksia, jotka vähentävät sen käyttökelpoisuutta ainakin laajemmissa, yleisellä tieverkolla liikkuvien ajoneuvojen massojen tutkimuksissa. Menetelmä on hyvin hidas, sillä ajoneuvo tulee aina pysäyttää punnituksen ajaksi. Lisäksi menetelmä on hyvin työläs siirrettäviä pyöräpainovaakoja käytettäessä, sillä tällöin ajoneuvo täytyy pysäyttää akseli akselilta tarkasti vaakojen päälle, ja useamman kuin kahden vaa'an käyttö vaatii vaakojen jatkuvaa siirtelyä ajoneuvon akseleiden sijainnin mukaisesti. Kiinteitä vaakoja käytettäessä työmäärä on luonnollisesti pienempi. Siirrettävien vaakojen käyttö edellyttää melko paljon henkilökuntaa, mikä kasvattaa kustannuksia ja käytännössä rajoittaa punnituspisteiden ja punnitusten lukumäärää tieverkolla liikkuvia ajoneuvoja punnitessa. (Tielaitos 2000, s. 14, 19, 26; Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 35.) Staattista punnitsemista on käytetty Suomessa esimerkiksi akselimassatutkimusten yhteydessä (Tielaitos 2000).

4.2.2 Weigh in motion –mittaustekniikka

Ajoneuvo voidaan punnita myös niin, ettei sitä tarvitse pysäyttää punnituksen ajaksi. Tällöin punnitsemiseen käytetään niin kutsuttua *weigh in motion* (WIM) –vaakaa, joka punnitsee ajoneuvon akselimassat sen ajaessa vaa'an yli. WIM-vaa'alla voidaan siis

mitata akselimassoja suoraan liikennevirrasta. Mikäli ajoneuvon täytyy merkittävästi hidastaa vauhtiaan ja ajaa vaa'an yli hitaasti, on kyseessä niin kutsuttu *low speed* – vaaka, joka punnitsee liikkuvan ajoneuvon akseli kerrallaan. Kummallakin menetelmällä mitatut massat ovat dynaamisia akselimassoja, joskin niiden avulla voidaan arvioida staattisia massoja kun dynaamisten tekijöiden suuruus tunnetaan. (Tielaitos 2000, s. 14, 26.)

WIM-vaakojen punnitustulosten luotettavuuden kannalta on tärkeää, että muiden kuin ajoneuvosta johtuvien tekijöiden vaikutus mittaustuloksiin saadaan mahdollisimman vähäiseksi. Tästä syystä vaa'an asennuspaikan tulee täyttää useita vaatimuksia, jotta tuloksia voidaan pitää luotettavina. Yhdysvaltalaisen standardisoimisorganisaation ASTM:n spesifikaatiossa E 1318 on esitetty, että WIM-vaa'an asennuspaikalla päällysteen on oltava täysin vaakasuora, tasainen, kestävä ja jäykkä sekä hyväkuntoinen. Mittauspaikan vaakasuorasta poikkeava sivu- tai pituuskaltevuus taikka päällysteen epätasaisuudet aiheuttavat dynaamisia vaikutuksia, jotka vaikuttavat mittaustulosten suuruuteen. Päällysteen jäykkyys vähentää sen taipumista kuormituksen yhteydessä, jolla on myös vaikutusta tuloksiin. WIM-punnitukseen soveltuu parhaiten sellainen tienkohta, jossa ajoneuvot ajavat jokseenkin tasaisella nopeudella, eivät vaihda kaistaa ja ajavat omalla kaistallaan mahdollisimman suorassa linjassa. Myös mittauspaikan ympäristö vaikuttaa mittaustulosten luotettavuuteen. Avoimilla ja tuulisilla paikoilla ajoneuvoihin kohdistuu ilmavirtauksista johtuvia merkittäviä dynaamisia vaikutuksia, jotka vaikuttavat punnitustuloksiin. Myös nopeat lämpötilanvaihtelut saattavat vaikuttaa vaa'an toimintaan ja tuloksiin. Mittaustuloksiin vaikuttavista lukuisista tekijöistä johtuen vaaka tulisikin aina kalibroida mittauspaikan olosuhteet huomioiden. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 20, 33–34.)

Myös WIM-vaakoja on saatavissa sekä kiinteinä että siirrettävinä. Siirrettävät vaa'at asetetaan mittauksen ajaksi päällysteen päälle, kun taas kiinteät vaa'at tyypillisesti asennetaan pysyvästi tien päällystekerroksen alapuolelle. Kiinteisiin WIM-vaakoihin verrattuna siirrettävien vaakojen tarkkuus on yleensä huonompi, sillä päällystekerroksen päälle asetettu vaaka tekee tien pinnasta epätasaisen ja aiheuttaa näin dynaamisia voimia, jotka vaikuttavat mittaustuloksiin. Siirrettävät WIM-vaa'at on myös kalibroitava joka kerta, kun ne asennetaan uuteen mittauspisteeseen. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 18–19.)

Siirrettävien vaakojen toiminta perustuu tyypillisesti kapasitiivisiin tai pietsosähköisiin antureihin. Kapasitiivisiin mattoihin perustuvassa vaa'assa suojakuoren sisällä on kaksi metallilevyä, jotka on erotettu toisistaan sähköä eristävällä aineella. Mittauksen aikana metallilevyjen välille johdetaan jännite. Ajoneuvon ajaessa vaa'an yli metallilevyjen välinen etäisyys pienenee, jolloin järjestelmän kapasitanssi kasvaa. Anturijärjestelmän muodostaman sähköpiirin resonanssitaajuutta ja sen muutoksia mittaamalla voidaan määrittää ylittävän ajoneuvon akselimassat. Siirrettävällä kapasitanssivaa'alla on joitakin heikkouksia, jotka vähentävät sen käyttömahdollisuuksia tarkkuutta vaativissa mittauksissa. Tyypillisesti kapasitiivinen vaaka peittää puolet ajokaistasta ja mittaa siis kunkin ylittävän akselin massan vain akselin yhdestä päästä. Useampikaistaisilla teillä mitattaessa kapasitiivista vaakaa voidaan yleensä käyttää vain uloimmilla kaistoilla, jottei liikenne vahingoittaisi vaa'an johtoja ja kaapeleita. Vaa'an mattomainen rakenne on myös jokseenkin paksu, mikä lisää dynaamisten vaikutusten osuutta mittaustuloksissa. Vaa'an käsittely ja asentaminen on toisaalta helppoa sen kevyen ja mattomaisen rakenteen ansiosta. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 34.)

Pietsosähköiseen ilmiöön perustuvassa siirrettävässä vaa'assa mittaukseen käytetään tyypillisesti joko pietsosähköistä levyä tai kaapelia. Kuormitus aiheuttaa pietsosähköiseen kidemateriaaliin vastakkaismerkkiset varaukset kiteiden vastakkaisille puolille, jolloin materiaaliin syntyy jännite. Syntyvä jännite on verrannollinen sen aiheuttaneeseen voimaan, eli tässä tapauksessa sillä on suora yhteys ajoneuvon renkaan tai akselin massaan. Jännite syntyy vain anturiin kohdistuvien voimien muuttuessa, eli tämänlaisella anturilla ei voida luotettavasti punnita hyvin hitaasti liikkuvia tai pysähteleviä ajoneuvoja. Siirrettävät pietsosähköiset anturit tyypillisesti teipataan tien pintaan kohtisuorasti liikenteen kulkusuuntaa vastaan. Antureita laitetaan yleensä kaksi vierekkäin tietyn välimatkan päähän toisistaan, jolloin niiden avulla voidaan määrittää ajoneuvon nopeus, akselien sijainti ja ajoneuvotyyppi. Tämänlaisten pietsosähköisten antureiden asentaminen on jokseenkin helppoa, joskin niitäkin voidaan usein käyttää vain reunimmaisilla kaistoilla johtojen vaurioitumisriskin vuoksi. Hinnaltaan ne ovat edullisempia kuin kapasitiiviset matot, mutta pietsosähköisillä antureilla on lukuisia heikkouksia, jotka heikentävät niiden luotettavuutta ja tarkkuutta. Pietsosähköiset anturit ovat herkkiä lämpötilanvaihteluille, jolloin niitä on haastavaa pitää kalibroituina esimerkiksi lämpötilan vaihdellessa päivän aikana. Sensorit ovat myös tyypillisesti hyvin kapeita, mistä johtuen mitta-alue ei kata renkaan ja päällysteen koko kosketuspinta-alaa. Tällöin esimerkiksi renkaan ilmanpaine sekä renkaan pintakuviointi voivat vaikuttaa mitatun voiman suuruuteen. Pietsosähköiset anturit on muiden siirrettävien anturien tavoin myös kalibroitava jokaiseen mittaushetkeen erikseen, ja niiden välittämässä signaalissa esiintyy jokseenkin paljon kohinaa. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 34–35.)

Kiinteät WIM-vaa'at asennetaan tierakenteen pinnan tasoon, sen sisään tai sen alle joko tien rakennusvaiheessa tai jälkikäteen. Siirrettäviin vaakoihin verrattuna kiinteät vaa'at ovat tarkempia ja niiden käyttöikä on pidempi, sillä tierakenteen pinnan alla tai sen tasossa oleva vaaka ei aiheuta vastaavia dynaamisia vaikutuksia ja altistu vastaavalle liikenteen aiheuttamalle rasitukselle kuin tien pinnan päällä oleva vaaka. Siirrettäviin vaakoihin verrattuna kiinteillä vaoilla on myös joitakin heikkouksia. Kiinteän vaa'an asentaminen on työläämpää ja kalliimpaa. Asennettaessa vaaka jo olemassa olevaan tierakenteeseen on asennuspaikka suljettava liikenteeltä asentamisen ajaksi, samoin huoltotoimenpiteiden yhteydessä. Kertaalleen kiinteästi asennettua vaakaa ei yleensä myöskään voida siirtää, jos esimerkiksi tietä levennetään ja kaistajärjestelyt muuttuvat. Kiinteästi asennettu vaaka voi vaurioitua ja lakata toimimasta esimerkiksi väsymisen, kosteuden tai tierakenteen vaurioitumisen takia. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 19, 29.)

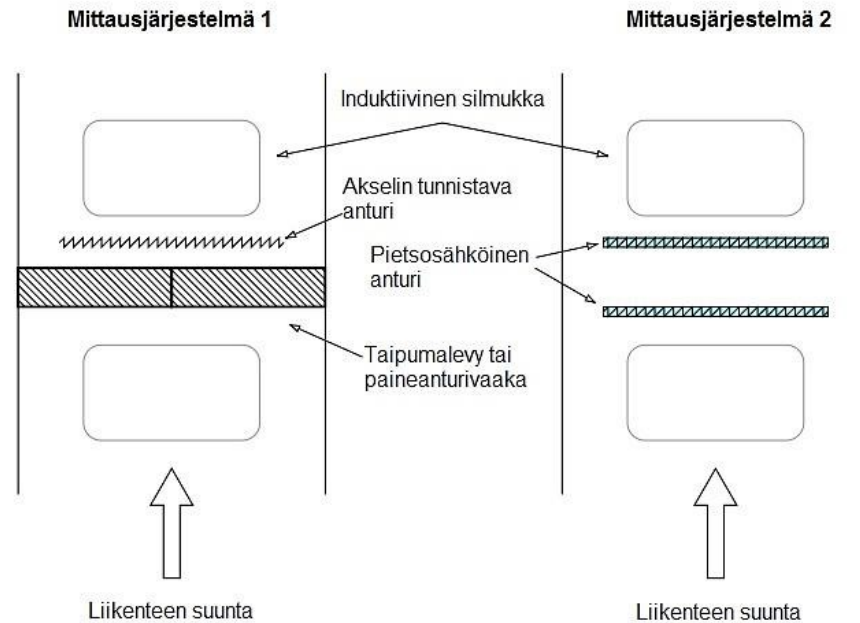
Kiinteät WIM-vaa'at perustuvat tyypillisesti taipumalevyihin, hydraulisiin paineantureihin tai pietsosähköisiin antureihin. Taipumalevyihin perustuva WIM-vaaka mittaa kuormituksen aiheuttaman muodonmuutoksen taipumalevyssä ja laskee tämän perusteella muodonmuutoksen aiheuttaneen kuorman eli tyypillisesti rengaskuorman suuruuden. Tyypillisesti kuhunkin ajouraan asennetaan oma taipumalevynsä, joiden lisäksi käytetään kahta induktanssisilmukkaa lähestyvän ajoneuvon tunnistamiseen, erottamaan lähekkäin ajavat ajoneuvot toisistaan sekä mittaamaan ajoneuvon nopeus. Taipumalevyt asennetaan usein tienpinnan tasoon teräskehikon sisälle, jotka erottavat levyt tierakenteesta ja parantavat näin mittaustarkkuutta. Taipumalevyyn perustuva vaaka on yleensä pinta-alaltaan niin suuri, että sillä saadaan mitattua kuormitus koko renkaan ja tienpinnan väliseltä kosketuspinta-alalta. Tarkkuudeltaan taipumalevyyn perustuva vaaka on pietsosähköisiin antureihin ja kapasitiivisiin mattoihin verrattuna tarkempi, mutta hydraulisiin paineantureihin verrattuna epätarkempi. Vastaavasti

kustannusten ja asennukseen kuluvan ajan osalta taipumalevyihin perustuva vaaka on halvempi ja helpompi asentaa kuin paineanturivaaka, mutta kalliimpi ja työläämpi asentaa kuin pietsosähköinen vaaka. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 19, 37–38.)

Hydraulisiin paineantureihin perustuva vaaka mittaa kuormituksen aiheuttamia hydraulisen paineen muutoksia, joilla on yhteys muutoksen aiheuttaneeseen akseli- tai rengaskuormaan. Tyypillisessä tämänlaisessa vaa’assa kuormitus siirtyy punnitusalustalta yhteen tai useampaan öljyä sisältävään sylinteriin, joiden hydraulisia paineita mitataan. Usein vaa’assa on kaksi itsenäisesti toimivaa rinnakkaista punnitusalustaa, joilla voidaan punnita vasen ja oikea rengaskuorma erikseen. Punnitusalustan pinta-ala on niin iso, että sillä saadaan mitattua kuormitus koko renkaan ja tienpinnan väliseltä kosketuspinta-alalta. Rengaskuormat yhdistämällä saadaan akselikuorma. Tyypillisesti paineantureihin perustuva vaaka on varustettu antureilla, joilla voidaan tunnistaa mittauspinnan ulkopuolella ajavat ajoneuvot, sekä antureilla, joilla voidaan tunnistaa lähestyvä ajoneuvo sekä määrittää tämän nopeus ja ajoneuvotyyppi. Hydraulisiin paineantureihin perustuvaa vaakaa pidetään yleisesti tarkimpana WIM-vaakatyypinä. Se ei ole herkkä lämpötilanvaihteluille ja sillä voidaan mitata niin hitaasti kuin nopeasti liikkuvien ajoneuvojen massoja. Se ei myöskään ole herkkä muutoksille esimerkiksi kosteudessa tai tierakenteen kunnossa, sillä paineanturit sijaitsevat teräskehikossa, joka erottaa ne tierakenteesta omaksi itsenäiseksi yksiköksi. Toisaalta se on myös selvästi kallein vaakatyypin ja hankalin sekä hitain asentaa, sillä sen asentaminen jo olemassa olevaan tierakenteeseen vaatii tierakenteen perusteellista avaamista. Oikein asennettuna ja kunnossapidettynä hydraulisiin paineantureihin perustuva vaaka voi olla kustannustehokaskin, sillä tällöin vaa’an käyttöikä voi olla hyvinkin pitkä. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 26, 38.)

Kiinteiden pietsosähköiseen ilmiöön perustuvien vaakojen toimintaperiaate on sama kuin siirrettävien vaakojen tapauksessa: kuormituksen aiheuttaman jännitteen muutoksia mittaamalla voidaan määrittää ylittäneen ajoneuvon rengas- ja akselikuormat. Kaapelimaiset tai levymäiset anturit ovat halpoja sekä helppoja ja nopeita asentaa. Toisaalta niiden tarkkuus on hyvin riippuvainen lämpötilanvaihteluista sekä tierakenteen kunnosta, sillä tierakenne toimii anturin tukirakenteena. Antureiden kapeudesta johtuen niillä ei saada mitattua kuormitusta koko renkaan ja tienpinnan väliseltä kosketuspinta-alalta. Ne eivät myöskään sovellu hitaasti liikkuvien tai pysähtelevien ajoneuvojen massojen määrittämiseen, sillä ne mittaavat jännitteen muutoksia, ja jännite muuttuu vain kuorman muuttuessa eli ajoneuvon liikkuessa. Tyypillisesti mittaamiseen käytetään kahta anturia, joiden avulla saadaan kuorman lisäksi määritettyä myös ajoneuvon nopeus ja tyyppi. (Hallenbeck & Weinblatt 2004, s. 25, 36–37.)

Kaksi tyypillistä WIM-mittauspisteen kokoonpanoa esitellään kuvassa 43.



Kuva 43: Kaksi tyypillistä WIM-mittausjärjestelyä: taipumalevyyn tai paineanturivaakaan perustuva järjestelmä sekä pietzosähköisiin antureihin perustuva järjestelmä. (Mukailtuna Lu ym. 2002, s. 26)

4.3 Esimerkki paineantureihin perustuvasta mittausjärjestelmästä

Temmeksen koetiekohteessa on tutkittu liikennekuormituksen aiheuttamia tierakenteen vasteita muun muassa mittaamalla paineantureilla liikennekuormituksen aiheuttamaa painetta tierakenteen sisältä. Kaikkiaan koetiehen on asennettu 65 anturia, joilla mitataan venymiä, pystysuoria siirtymiä, pystysuoria paineita, lämpötilaa, kosteutta, roudan syvyyttä sekä huokospainetta tierakenteessa. Järjestelmään kuuluu myös etäisyyden mittaukseen perustuva ajotavanmittausjärjestelmä, jolla mitataan ajoneuvojen ajolinjoja. Koetiehen instrumentoidut paineanturit mittaavat kuitenkin pelkkää mittaasanturin tasolla vallitsevaa painetta, joten niiden avulla ei suoraan saada tietoa paineen aiheuttaneen ajoneuvon sekä paineen suuruuden välisistä yhteyksistä. Savolainen ym. (2001b, s. 11) ovat tutkineet mahdollisuutta kehittää menetelmä, jolla paineantureiden mittaustulosten perusteella voitaisiin määrittää dynaamisia akselimassoja takaisinlaskennan ja tilastollisten menetelmien avulla. Menetelmässä pitkäaikaisten mittaustulosten avulla määritetään ja mallinnetaan ensin erilaisten olosuhde- ja ajotapatekijöiden vaikutukset liikennekuormituksesta aiheutuvaan paineeseen. Kun näiden tekijöiden vaikutukset tiedetään, voidaan laskennallisesti määrittää paineen aiheuttanut dynaaminen akselimassa suhteellisen hyvällä tarkkuudella. Tutkimuksen pohjalta kehitetty periaate paineantureihin perustuvasta mittausjärjestelmästä esitetään kuvassa 44. (Savolainen ym. 2001b, s. 42–47, 61.)

5 Liikennekuormituksen aiheuttamien vasteiden laskennallinen käsittely

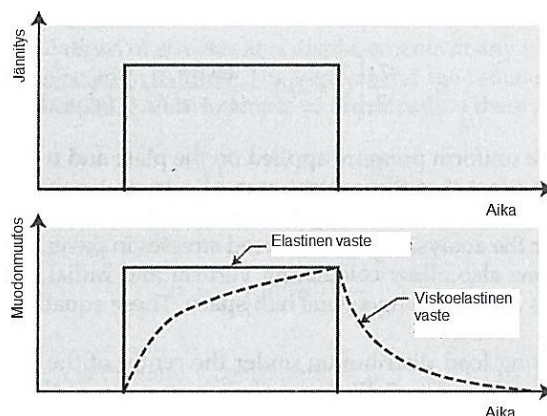
5.1 Yleistä

Liikennekuormituksen monimutkaisen luonteen sekä tierakenteen kerroksellisuuden vuoksi on niiden välisen vuorovaikutuksen matemaattinen kuvaaminen haastavaa. Käytännön suunnittelun ja laskennan helpottamiseksi liikennekuormituksen ja tierakenteiden vasteiden käsittelyssä joudutaan usein turvautumaan yksinkertaistaviin laskentamenetelmiin, joihin tyypillisesti myös liittyy useita oletuksia. Yksi tyypillisimmistä oletuksista on oletus tierakenteen materiaalien elastisesta käyttäytymisestä. Elastisuusteorian pohjana olevan lineaarisen Hookeen lain mukaan muodonmuutos on suoraan verrannollinen muodonmuutoksen aiheuttaneen jännityksen suuruuteen kaavan 7 mukaisesti. (Doré & Zubeck 2009, s. 38–39.)

$$\sigma = E\varepsilon \quad (7)$$

jossa σ on vaikuttava jännitys, MPa
 E on kimmomoduuli, MPa
 ε on suhteellinen muodonmuutos, -.

Täysin elastinen käyttäytyminen on ajasta riippumatonta, jolloin elastisuusteoriaa käytettäessä voidaan laskennassa käyttää staattista kuormitusta tierakenteen jännitysten laskemiseen. Sitomattomien materiaalien osalta on todettu, että toistuvien kuormitusten lisääntyessä sitomattoman materiaalin kuormituskäyttäytyminen lähestyy elastista käyttäytymistä, sillä ajan myötä palautumattomien muodonmuutosten osuus pienenee. Tätä tietoa on yleisesti hyödynnetty sitomattomien kerrosten palautuvien muodonmuutosten mallintamisessa. Sitomattomien materiaalien palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen on puolestaan huomattavasti hankalampaa, joskin viime aikoina aihetta koskeva tutkimus on lisääntynyt ja edistysaskelia on saavutettu. Sidottujen kerrosten sisältämästä bitumista johtuen näiden kerrosten toiminta on riippuvaista sekä ajasta että lämpötilasta, ja usein sidottujen kerrosten yhteydessä niiden oletetaan käyttäytyvän viskoelastisesti. Bitumilla sidottujen materiaalien kuormituskäyttäytyminen kuormituskertojen lisääntyessä ei lähesty kimmoista käyttäytymistä samalla tavalla kuin sitomattomien materiaalien kohdalla, vaan periaatteessa jokaisesta kuormituserästä aiheutuu sidottuun kerrokseen myös pysyvää muodonmuutosta. (Ehrola 1996, s. 173, 183, 244.) Viskoelastista ja elastista käyttäytymistä havainnollistetaan kuvassa 45.



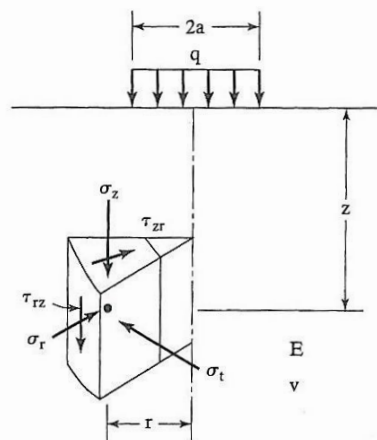
Kuva 45: Elastinen ja viskoelastinen jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen. (Mukailtuna Doré & Zubeck 2009, s. 39)

Muita tyypillisiä otaksimia liikennekuormituksen ja tierakenteen vasteiden laskennallisessa käsittelyssä ovat kuormituksen tasaisuus, materiaalien homogeenisuus ja isotrooppisuus sekä tierakenteen tasalaatuisuus – todellisuudessa kuormituksen sekä materiaalien ja tierakenteen ominaisuudet vaihtelevat. Lukuisista yksinkertaistuksista ja oletuksista huolimatta nykyiset laskentaohjelmat mahdollistavat käytännön kannalta riittävän tarkan tiedon saamisen kuormitusten aiheuttamista tierakenteiden vasteista. (Ehrola 1996, s. 296–300.)

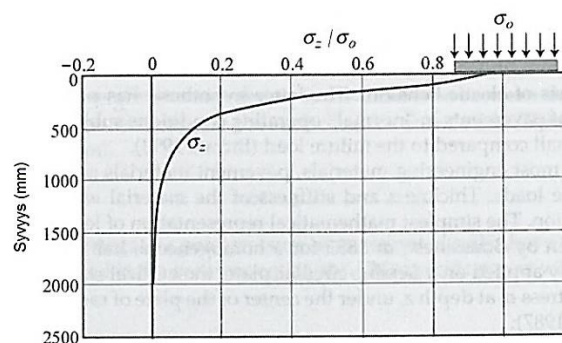
5.2 Vasteiden laskenta lineaariseen elastisuuteen perustuvilla menetelmillä

5.2.1 Homogeeninen rakenne, Boussinesqin menetelmä

Boussinesq esitteli jo vuonna 1885 menetelmän syvyyden mukana muuttuvan jännitystilän laskemiseksi lineaarisesti kimmoisessa homogeenisessa puoliavaruudessa. Boussinesqin alkuperäiset kaavat koskivat pistemäisen kuorman aiheuttamia vasteita, mutta niiden pohjalta Foster ja Ahlvin vuonna 1954 sekä Ahlvin ja Ulery vuonna 1962 laajensivat yhtälöt koskemaan joustavilla, ympyränmuotoisilla levyillä vaikuttavia tasaisia kuormia ja niiden aiheuttamia vasteita. Boussinesqin menetelmä sisältää monia oletuksia. Menetelmässä maaperää käsitellään puoliavaruutena, joka jatkuu äärettömän pitkälle horisontaalisesti sekä maanpinnalta alaspäin. Maa-aineksen oletetaan koostuvan elastisesta materiaalista, jota voidaan kuvata kimmomoduulilla E ja Poissonin luvulla ν . Lisäksi materiaaliominaisuuksien oletetaan olevan homogeenisia ja isotrooppisia. (Doré & Zubeck 2009, s. 235.) Kuormituslevyn aiheuttamia jännityksiä homogeenisessa puoliavaruudessa havainnollistetaan kuvassa 46 ja jännitys jakaumaa kuvassa 47.



Kuva 46: Aksisymmetrisen kuormituksen aiheuttamat jännitystekijät. (Huang 2012, s. 46)



Kuva 47: Jännitys jakauma homogeenisessa puoliavaruudessa ($\nu=0,35$), jota kuormittaa halkaisijaltaan 300 mm levy. (Mukailtuna Doré & Zubeck 2009, s. 40)

Boussinesqin teoriaan pohjautuvilla yhtälöillä on mahdollista määrittää pystysuora, säteen suuntainen vaakasuora sekä tangentialinen jännitys, joista jälkimmäiset ovat yhtä suuret tarkasteltaessa jännitystilaa kuormituksen keskipisteen alapuolella. Tässä tapauksessa pystysuora jännitys saadaan laskettua kaavalla 8 ja vaakasuora kaavalla 9. (Doré & Zubeck 2009, s. 235.)

$$\sigma_z = \sigma_0 \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (8)$$

$$\sigma_r = \sigma_t = \frac{\sigma_0}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (9)$$

joissa σ_z on pystysuora normaalijännitys, kPa
 σ_r on säteittäinen vaakasuora normaalijännitys, kPa
 σ_t on tangentialinen vaakasuora normaalijännitys, kPa
 σ_0 on kuormituslevyllä vaikuttava tasainen kuormitus, kPa
 z on laskentasyvyys, m
 a on kuormituslevyn säde, m
 ν on Poissonin luku, -.

Aksisymmetrisessä tapauksessa voidaan määrittää tarkastelusyvyydellä z vaikuttava suurin leikkausjännitys τ_{max} jännitysten σ_z ja σ_r avulla kaavan 10 mukaisesti (Ehrola 1996, s. 293–294).

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_r) \quad (10)$$

Boussinesqin teoria mahdollistaa myös pysty- ja vaakasuuntaisten muodonmuutosten sekä pystysuoran taipuman laskemisen. Aksisymmetrisessä tapauksessa pystysuuntainen muodonmuutos voidaan tällöin laskea kaavalla 11, vaakasuuntaiset muodonmuutokset kaavalla 12 ja pystysuuntainen taipuma kaavalla 13. (Doré & Zubeck 2009, s. 235.)

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)\sigma_0}{E} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + z^2)^{0,5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (11)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_t = \frac{(1+\nu)\sigma_0}{2E} \left[1 - 2\nu - \frac{2(1-\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (12)$$

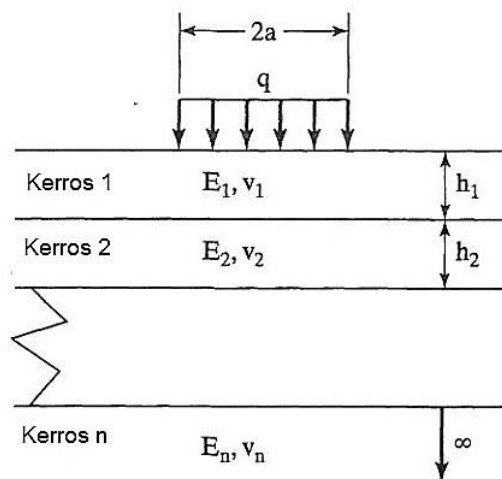
$$d = \frac{(1+\nu)\sigma_0 a}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{1-2\nu}{a} [(a^2 + z^2)^{0,5} - z] \right\} \quad (13)$$

joissa ε_z on pystysuora muodonmuutos, m/m
 ε_r on säteittäinen vaakasuora muodonmuutos, m/m
 ε_t on tangentialinen vaakasuora muodonmuutos, m/m
 σ_0 on tasainen pintapaine maakerroksen pinnalla, kPa
 d on pystysuora taipuma, m
 E on kerroksen kimmomoduuli, MPa
 z on laskentasyvyys, m
 a on kuormitetun pinnan säde, m
 ν on Poissonin luku, -.

Boussinesqin kaavoja on yleisesti käytetty ajoneuvojen pyöräkuormitusten aiheuttamien vasteiden laskemiseen, jolloin pyöräkuorman oletetaan käyttäytyvän joustavan ympyränmuotoisen kuormituslevyn lailla. Boussinesqin teoriassa on kuitenkin merkittäviä heikkouksia, jotka heikentävät sen realistisuutta liikennekuormituksen ja tierakenteiden vasteiden kuvaamisessa: teoria pätee lineaarisesti elastiselle homogeeniselle puoliavaruudelle, jota kuormittaa tasainen ja ympyränmuotoinen kuorma. Todelliset tierakenteet sen sijaan ovat rajallisen kokoisia kerroksellisia rakenteita, renkaan ja tienpinnan välinen kosketuspinta-ala on harvoin ympyränmuotoinen eikä rengaskuormakaan tyypillisesti jakaudu tasaisesti tälle kosketuspinta-alalle. Todellisissa tierakenteissa alusrakenteen pinnalla vaikuttava jännitys onkin huomattavasti pienempi kuin Boussinesqin mallin ennustama jännitys homogeenisen ja isotrooppisen rakenteen osalta samalla syvyydellä, sillä todellisuudessa alusrakenteen päällä olevat kerrokset ovat sitä jäykempiä. Todellisten tierakenteiden materiaalit eivät myöskään ole homogeenisiä tai isotrooppisia. (Doré & Zubeck 2009, s. 40, 236; Ehrola 1996, s. 294.)

5.2.2 Monikerrosrakenne, Burmisterin menetelmä

Burmister esitteli vuonna 1943 menetelmän jännitysten ja muodonmuutosten laskemiseksi elastisessa monikerrosrakenteessa. Boussinesqin teorian lailla myös Burmisterin menetelmä pohjautuu lukuisiin oletuksiin. Menetelmässä jokaisen kerroksen oletetaan koostuvan homogeenisesta ja isotrooppisesta materiaalista. Muiden kuin alimmaisen kerroksen ei tarvitse olla äärettömän paksuja, mutta niiden oletetaan olevan äärettömiä vaakasuunnassa. Monikerrosrakenteen oletetaan lepäävän puoliavaruuden päällä, eli viimeisimmän kerroksen oletetaan olevan äärettömän paksu. Lisäksi kerrosten oletetaan olevan täysin sidottuja niiden rajapinnoilla ja jatkuvuusehtojen näillä rajapinnoilla oletetaan täyttyvän. (Doré & Zubeck 2009, s. 40.) Burmisterin teorian mukaista monikerrosrakennetta havainnollistetaan kuvassa 48.



Kuva 48: Ympyränmuotoisen tasaisen kuorman kuormittama monikerrosrakenne. (Huang 2012, s. 57)

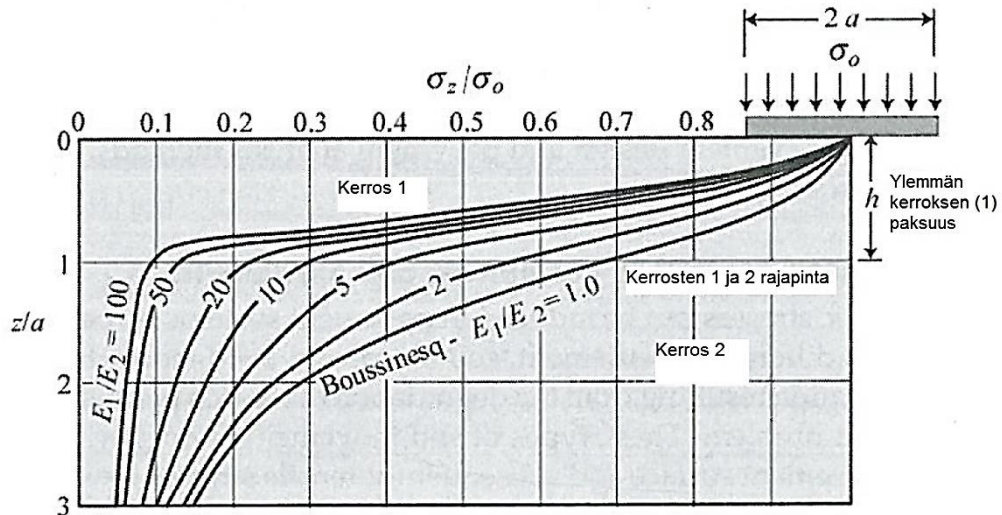
Burmisterin teoria mahdollistaa jännitysten ja muodonmuutosten laskemisen missä tahansa tasaisella ja ympyränmuotoisella kuormalla kuormitetun kerrosrakenteen pisteessä. Menetelmä on kuitenkin matemaattisesti hyvin haasteellinen, minkä takia sen pohjalta on kehitetty lukuisia taulukoita ja nomogrammeja käytännön laskennan helpottamiseksi. Esimerkkeinä esitetään kaavat 14 ja 15, joiden avulla voidaan laskea pystysuora ja säteittäinen normaalijännitys. Kuvassa 49 esitetään nomogrammi pystysuoran jännityksen jakaumasta erilaisille kerrosten kimmomoduulien suhteille kaksikerrosrakenteessa, jota kuormittaa a -säteinen levy. Nomogrammista havaitaan, että

mitä suurempi on pintakerroksen ja alemman kerroksen jäykkyyksien suhde, sitä laajemmalle alueelle jännitykset jakautuvat. Tietokonetekniikan kehittyminen on mahdollistanut Burmisterin teorian käyttämisen myös käytännön suunnittelussa, ja teoria toimii nykyään monen lineaariseen elastisuuteen perustuvan monikerrosalakentaohjelman perustana. Burmisterin teoria olettaa materiaalien ja kerrosten olevan isotrooppisia, eikä se siltä osin vastaa todellisuutta. (Doré & Zubeck 2009, s. 41, 236.)

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad (14)$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad (15)$$

joissa σ_z on pystysuora normaalijännitys, kPa
 σ_r on säteittäinen vaakasuora normaalijännitys, kPa
 z on laskentasyvyys, m
 ν on Poissonin luku, -
 ∇ on Laplace-yhtälö, -
 ϕ on Besselin jännitysytälö kullekin kerrokselle, -.



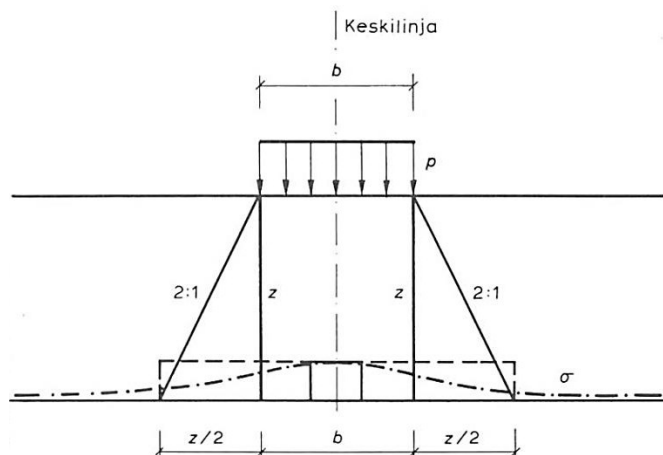
Kuva 49: Pystysuuntaisten jännitysten jakauma kaksikerrosmallissa erilaisille kerrosten kimmomoduulien E_1 ja E_2 suhteille. (Mukailtuna Doré & Zubeck 2009, s. 41)

5.3 Likimääräisen jännitystilän laskenta 2:1 –menetelmällä

5.3.1 2:1 –menetelmä

Jännitystilaa voidaan arvioida myös erilaisilla likimääräismenetelmillä. Likimääräismenetelmien käyttö on nopeaa ja helppoa, sillä menetelmät ovat yksinkertaisia. Toisaalta näiden menetelmien varjopuolena on epätarkkuus, minkä takia niiden tyypillisin käyttökohde onkin jännitystilän suuruusluokan arviointi. Eräs tunnettu likimääräismenetelmä jännitystilän jakautumisen arvioimiseksi on Brinch Hansen-Lundgrenin menetelmä, josta käytetään usein myös nimitystä 2:1-menetelmä. Menetelmässä oletetaan, että maan pinnalla vaikuttava pystyjännitys jakautuu alempana maaperässä 2:1-kaltevuudessa kuormitusalueen reunoilta katsottuna. Tällöin jännitystilaa voidaan arvioida nopeasti esimerkiksi piirtämällä kuva, jossa pintakuorma jakautuu maaperään syvyys-leveysuhteessa 2:1. Tyypillisin 2:1-menetelmän käyttökohde on jännitystilän arviointi painumalaskelmien yhteydessä. (RIL 1985, s. 346; RIL 1974 s. 88.) 2:1-

menetelmän mukaista jännityksen jakautumista pitkänomaisen perustuksen keskijon alla havainnollistetaan kuvassa 50.



Kuva 50: Pystysuuntaisen jännityksen määrittäminen pitkänomaisen perustuksen keskijonalla 2:1-menetelmällä. (RIL 1985, s. 346)

2:1-menetelmään pohjautuen on edelleen kehitetty kaavoja, joilla voidaan arvioida erimuotoisista anturoista tai laatoista aiheutuvia jännityksiä maaperässä. Neliönmuotoisen kuormituksen tapauksessa kuormitusalueen keskipisteen alapuolella vaikuttava jännitys saadaan kaavalla 16. (RIL 1974, s.88.)

$$\sigma = \frac{Q}{(B+z)^2} \quad (16)$$

jossa σ on kuormitusalueen keskipisteen alla vaikuttava pystysuora jännitys, kN/m²
 Q on kuormitusalueella vaikuttavan pystykuorman resultantti, kN
 B on kuormitusalueen sivun pituus, m
 z on tarkastelusyvyys, m.

Suorakaiteen muotoisen kuormitustapauksen osalta kuormitusalueen keskipisteen alapuolella vaikuttava jännitys saadaan kaavalla 17 (RIL 1974, s. 88).

$$\sigma = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} \quad (17)$$

jossa σ on kuormitusalueen keskipisteen alla vaikuttava pystysuora jännitys, kN/m²
 Q on kuormitusalueella vaikuttavan pystykuorman resultantti, kN
 B on kuormitusalueen lyhyemmän sivun pituus, m
 L on kuormitusalueen pidemmän sivun pituus, m
 z on tarkastelusyvyys, m.

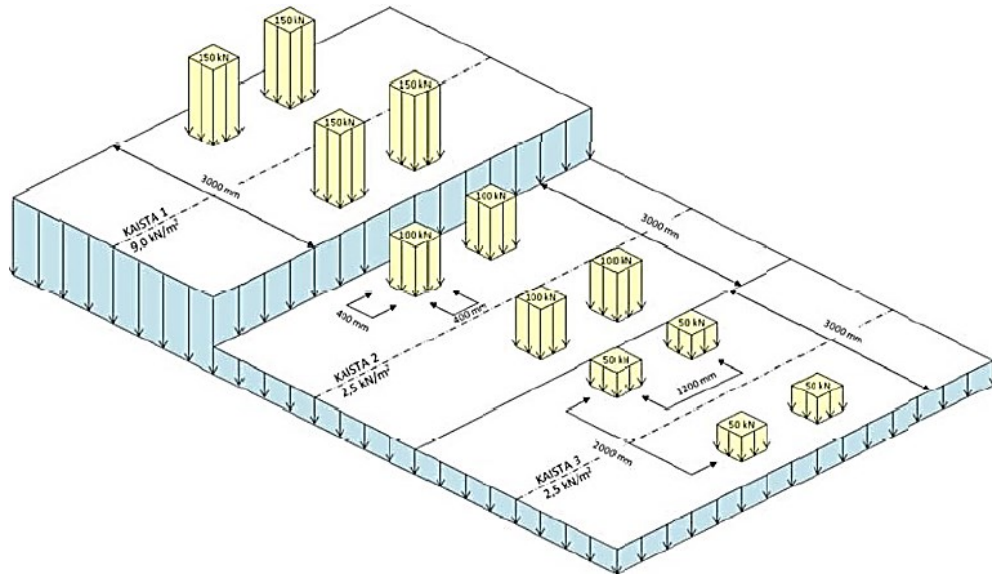
Vaikka menetelmän tyypillisin käyttökohde liittyykin perustusten painumalaskelmiin, on sitä sovellettu myös liikennekuormituksen jakautumisen laskennalliseen käsittelyyn Liikenneviraston ohjeissa (Liikennevirasto 2011a, s. 33; Liikennevirasto 2012, s. 38). Tätä käyttötarkoitusta tarkastellaan seuraavassa alaluvussa.

5.3.2 Liikennekuormitus tiepenkereessä Liikenneviraston ohjeiden mukaan

Liikenneviraston laatimissa Eurokoodin soveltamisohjeissa *Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1* ja *Geotekninen suunnittelu – NCCI 7* sekä oppaassa

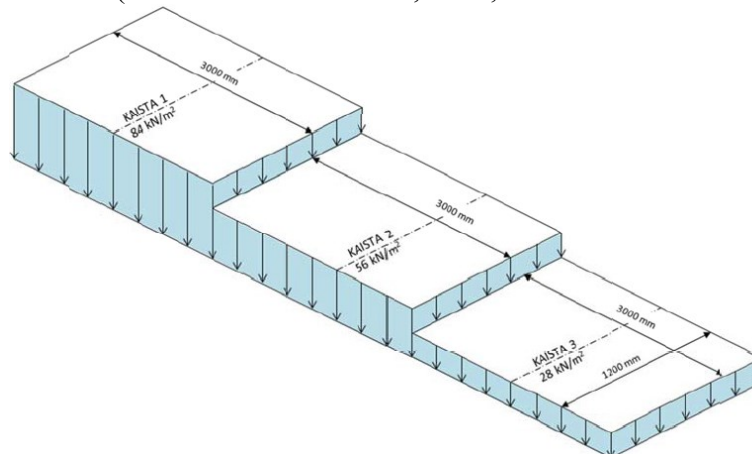
Geolujitetut maarakenteet esitetty liikennekuormituksen laskennallinen käsittelytapa perustuu standardiin *SFS-EN 1991-2 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: siltojen liikennekuormat*. Kyseinen standardi määrittelee liikennekuormien perusmallit tiesiltojen, kevyen liikenteen siltojen sekä rautatiesiltojen suunnittelua varten. Vaikka Eurokoodi keskittyykin liikennekuormituksen käsittelyyn siltojen kannalta, sivutaan siinä asiaa myös tiepenkereiden osalta. Eurokoodin liikennekuorma-ajattelun soveltamista tiepenkereisiin käsitellään syvällisemmin Liikenneviraston ohjeissa. Edellä mainituissa liikennekuormia käsitellään kuormakaavioiden avulla, jotka eivät suoranaisesti kuvaa todellista liikennekuormaa. Kuormakaaviot on määritelty niin, että niiden vaikutukset edustavat Euroopan maissa vuonna 2000 vallitsevaa liikennettä, ja niiden on tarkoitus kattaa kaikki tavallisesti ennakoitavissa olevat liikennetilanteet, joilla on mitoituksen kannalta merkitystä. Liikennekuormituksen suuruutta edustavia arvoja voivat olla joko ominaisarvot, tavalliset arvot tai pitkäaikaisarvot. Ominaisarvot voivat olla tilastollisia, jolloin ne vastaavat tiettyä todennäköisyyttä, jolla arvot ylitetään suunnitellun käyttöajan aikana tai nimellisarvoja, joita voidaan käyttää kun tilastollista jakaumaa ei tunneta. (Liikennevirasto 2011a, s. 32; Liikennevirasto 2011b, s. 10, Liikennevirasto 2012, s. 37; SFS 2004, s. 8, 24–27.) Laskennallisia tarkasteluja varten ajorata ja päällystetyt pientareet jaetaan 3,0 metriä leveisiin kuormakaistoihin, joita kuormakaavioiden oletetaan kuormittavan. Tällöin ajoradan ja pientareiden yhteisleveys w mitataan reunakiveysten, reunakaiteiden tai törmäysvaimentimien sisäreunojen välisenä etäisyytenä, johon ei sisällytetä mahdollisen keskialueen leveyttä tai keskialuetta rajaavien rakenteiden kuten kaiteiden leveyksiä. Kuormakaavioiden sijoittelu kullakin kuormakaistalla valitaan niin, että saavutetaan määräävä vaikutus. (SFS 2004, s. 28–30.)

Eurokoodissa suositellaan kuormakaavion LM1 käyttöä, kun tarkastellaan liikennekuormituksen vaikutuksia tiepenkereissä. Kuormakaavio LM1 muodostuu kuormakaistoittain olevasta tasaisesta kuormasta sekä telikuormasta, ja sitä havainnollistetaan kuvassa 51. Kuormakaavio LM1 edustaa niitä pistekuormia ja tasaisesti jakautuneita kuormia, jotka kattavat suurimman osan kuorma- ja henkilöautoliikenteen vaikutuksista. Eurokoodin mukaisen kuormakaavion LM1 ominaisarvot perustuvat 1000 vuoden toistumisjaksoon Euroopan pääteiden liikenteessä tai 5 % ylittymistodennäköisyyteen 50 vuodessa. Kuormakaistan LM1 tavalliset arvot edustavat yhden viikon toistumisjaksoa Euroopan pääteiden liikenteessä. Kuormakaistan LM1 pitkäaikaisarvo voidaan tarvittaessa määritellä erikseen. Tiepenkereitä tarkasteltaessa voidaan Eurokoodin mukaan telikuormat korvata yksinkertaisuuden vuoksi ekvivalentilla tasaisesti jakautuneella kuormalla, joka on jakautunut suorakaiteen muotoiselle pinnalle. Mikäli täytemaa on kunnollisesti tiivistetty, voidaan kuormien katsoa jakautuvan 30° kulmassa vaakasuunnasta pystysuuntaan nähden. Tällöin kuorman vaikutuspintana voidaan pitää suorakaidetta, joka on 3 metriä leveä ja 2,20 metriä pitkä. Ajoradan päällysteen tasalla vaikuttavaa vaakasuuntaista kuormaa ei oteta huomioon tarkasteltaessa täytemaahan tai maakerrokseen liittyviä vaikutuksia. (SFS 2004, s. 25, 30–32, 49.) Liikenneviraston ohjeissa *Geotekninen suunnittelu NCCI 7* sekä oppaassa *Geolujitetut maarakenteet* esitetty tapa käsitellä liikennekuormitusta tiepenkereellä pohjautuu samaan, kuvassa 51 esitettyyn kuormakaavioon LM1 (Liikennevirasto 2011a, s. 33; Liikennevirasto 2012, s. 37).



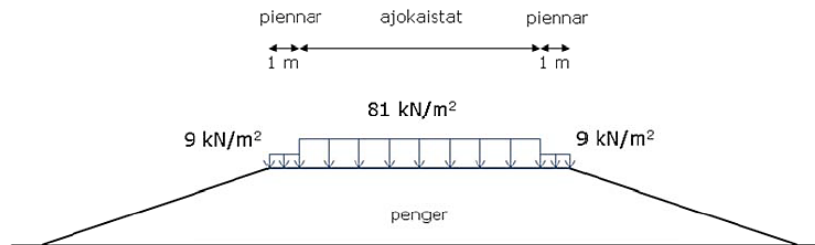
Kuva 51: Kuormakaavio LM1. (Liikennevirasto 2012, s. 38)

Liikenneviraston mukaan voidaan yksinkertaisuuden vuoksi kuormakaavion LM1 eri kuormakaistojen telit käsitellä tasaisena kuormana kun mitoitetaan teiden pohjarakenteita, joita ovat esimerkiksi paalulaatat sekä syvästabilointi. Tällöin tasaisen kuorman suuruus ensimmäisellä kuormakaistalla on 84 kN/m^2 , toisella kuormakaistalla 56 kN/m^2 ja kolmannella kuormakaistalla 28 kN/m^2 , kuten kuvassa 52 esitetään. Kyseinen kuormayhdistelmä vaikuttaa samanaikaisesti koko tiepoikkileikkauksessa. Tällöin kukin tasainen kuorma vaikuttaa tien pinnalla poikkisuunnassa kaistanleveydellä eli yleensä 3,0 metriä leveällä ja 2,4 metriä pitkällä alueella. Paalulaattojen mitoituksessa kuormakaistojen leveytenä voidaan käyttää 3,5 metriä. Liikenneviraston ohjeissa liikennekuorman oletetaan jakautuvan tiepenkereessä alaspäin mentäessä 2:1 periaatteella. 2:1-menetelmää käytetään erityisesti tiepenkereessä olevien rakenteiden mitoituksessa eli murtorajatilamitoituksessa. Kun kuormakaistat ovat vierekkäin, käsitellään kuormituksen jakautuminen kunkin kuormakaistan osalta erikseen ja näin saadut kuormien intensiteetit summataan tarkastelutasolla. (Liikennevirasto 2011a, s. 33; Liikennevirasto 2012, s. 38.) Teiden pohjanvahvistusten suunnittelussa voidaan Liikenneviraston mukaan käyttää pienempiä liikennekuormituksen arvoja. Tällöin laaja-alaisissa vakavuus- ja maanpaine-tarkasteluissa tasaisen pintakuorman ominaisarvona voidaan käyttää arvoa 10 kN/m^2 , jolloin työkon- ja muut työnaikaiset kuormitukset on huomioitava erikseen. (Liikennevirasto 2011a, s. 33; Liikennevirasto 2012, s. 38.)



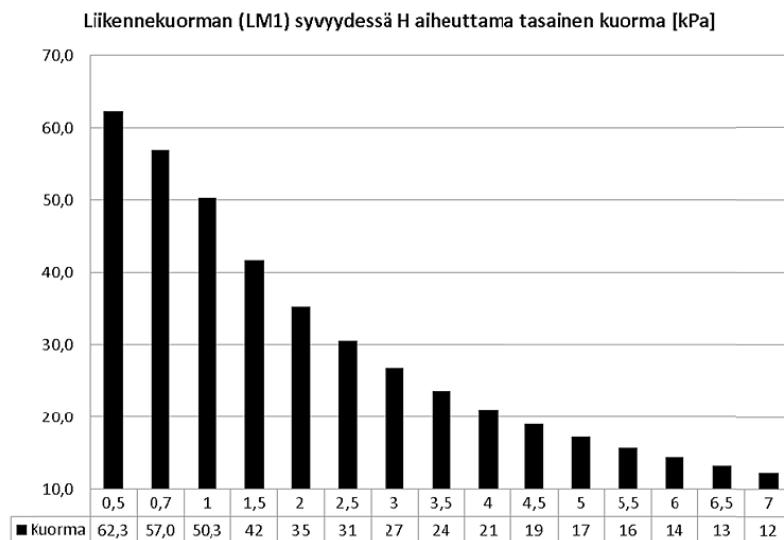
Kuva 52: NCCI7:n mukaisen kuormakaavion LM1 soveltaminen tasaisena kuormana. (Liikennevirasto 2012, s. 39)

Esimerkiksi mitoitusmenetelmän tai -ohjelman rajoituksista johtuen joskus voi olla tarpeellista mallintaa penkereen päällä vaikuttava kuorma jatkuvana yhtenäisenä kuormana. Tällöin Liikenneviraston kohteissa voidaan käyttää kuormajakaumaa, jossa ajokaistoja kuormittaa jatkuva 81 kN/m^2 kuorma ja 1 metrin levyisiä piennaralueita kuormittaa 9 kN/m^2 suuruinen kuorma. (Liikennevirasto 2012, s. 38.) Kyseinen kuormitusjakauma esitetään kuvassa 53.



Kuva 53: Liikennekuorman mallintaminen jatkuvana yhtenäisenä kuormana, mikäli kuormakaavion LM1 käyttäminen ei ole mahdollista esimerkiksi mitoitusmenetelmästä tai -ohjelmasta johtuen. (Liikennevirasto 2012, s. 39)

Liikenneviraston ”Geolujitetut maarakenteet” –oppaassa on esitetty myös nomogrammi tierakenteen sisällä vaikuttavan, kuormakaavion LM1 aiheuttaman tasaisen kuorman määrittämiseksi. Kyseinen nomogrammi on tarkoitettu vain eräiden geolujitettujen rakenteiden mitoitukseen DA2*-mitoitustavalla. (Liikennevirasto 2012, s. 39–40.) Nomogrammi esitetään kuvassa 54.



Kuva 54: Kuormakaavion LM1 aiheuttama tasainen kuorma syvyydellä H. Tarkoitettu vain eräiden geolujitettujen rakenteiden mitoitukseen mitoitustavalla DA2*. (Liikennevirasto 2012, s. 40)

Eurokoodissa ja Liikenneviraston ohjeissa esitetty tapa käsitellä liikennekuormitusta yksinkertaisimmillaan tasaisena pintakuormana, joka jakaantuu tiepenkereessä alaspäin mentäessä 30° kulmassa tai 2:1-periaatteella, on siis varsin erilainen ja yksinkertaistava matemaattinen malli todelliseen liikennekuormitukseen verrattuna.

5.4 Tierakenteen vaurioitumista ja käyttöikää kuvaavat laskentamenetelmät

5.4.1 Kuormitusvastaavuus ja kuormituskertaluku

Kuormitusvastaavuudella tarkoitetaan yleisesti sitä, kuinka suuren suhteellisen kuormitusvaikutuksen esimerkiksi yksittäinen akseli aiheuttaa määritellyyn standardiakseliin nähden. Tierakenteiden suunnittelun ja mitoituksen näkökulmasta tiestöllä liikkuvat hyvinkin erilaiset ajoneuvot saadaan kuormitusvaikutusten suhteen keskenään vertailukelpoisiksi kuormitusvastaavuuksien kautta. Yksittäisen ajoneuvon kuormitusvaikutus riippuu viime kädessä rengaskuormista ja niiden välittymisestä tierakenteeseen, joihin puolestaan vaikuttavat ajoneuvon kokonaismassan ja sen jakautumisen lisäksi myös akselistorakenne, jousitus, rengastus sekä mahdollinen dynaaminen lisäkuormitus. Ajoneuvon suhteellisen kokonaiskuormitusvaikutuksen määrittämiseksi on tunnettava edellä esitettyjen tekijöiden merkitys tierasituksen kannalta. Käytännössä yksittäisen ajoneuvon suhteellinen kuormitusvaikutus voidaan selvittää määrittämällä ensin eri osatekijöiden avulla kyseisen ajoneuvon akselikuormien vaikutukset ja lopulta summaamalla nämä koko ajoneuvon suhteelliseksi kuormitusvaikutukseksi. Näin saadut kuormitusvastaavuuskertoimet ilmaisevat erilaisten ajoneuvojen suhteellisen merkityksen tierakenteen vaurioitumiseen verrattuna toisiinsa ja suhteessa määriteltuihin standardiakseli- ja telikuormiin, joina tyypillisesti käytetään suurimpia sallittuja kyseenomaisia kuormituksia. Yksittäisen akselikuormituksen vastaavuuskertoimen määrittämisperiaate esitetään kaavassa 18. (Ehrola 1996, s. 48–77.)

$$E = k_{at} \cdot k_{rt} \cdot k_{rip} \cdot k_{dk} \cdot k_{epk} \cdot \left(\frac{P_x}{P_{st}}\right)^n \quad (18)$$

jossa E on akselikuormituksen ekvivalenttikerroin, -
k_{at} on akselistorakenteen vaikutuksen korjauskerroin, -
k_{rt} on rengastyypin vaikutuksen korjauskerroin, -
k_{rip} on renkaiden ilmanpaineen vaikutuksen korjauskerroin, -
k_{dk} on dynaamisen kuormituksen vaikutuksen korjauskerroin, -
k_{epk} on epätasaisen kuormituksen vaikutuksen korjauskerroin, -
P_x on tarkasteltava akselikuorma, kN
P_{st} on standardiakselikuorma, kN
n on kokeellisesti määritetty eksponentti, -.

Kaavassa 18 esitetyille korjauskertoimille on esitetty kirjallisuudessa vaihtelevansuuruisia arvoja, joista osaa on käsitelty tämän työn alaluvussa 2.3. Kertoimet tyypillisesti määritetään kokeellisesti esimerkiksi koetiekoneen avulla. Kaavan viimeinen osa tunnetaan yleisesti *neljännen potenssin sääntönä*, kun eksponentille *n* käytetään arvoa 4. (Ehrola 1996, s. 52–53, 59–72.) Neljännen potenssin sääntö on perua 1950-luvun lopussa tehdyistä AASHO-tiekokeista, joiden tulosten jatkokäsittelyn yhteydessä havaittiin kyseisenlainen yhteys akselipainojen suhteellisille vaurioitumisosuuksille (AASHTO 1962). Myöhemmin on todettu, että akselikuormien suhteellinen vaikutus riippuu tarkasteltavasta vauriotyypistä, ja potenssille *n* onkin kirjallisuudessa esitetty hyvinkin erilaisia arvoja. (Ehrola 1996, s. 52–53, 59–72; Korkiala-Tanttu 2003, s. 669.)

Kuormituskertaluvulla puolestaan tarkoitetaan tarkasteltavalle tieosuudelle koko sen mitoitusajanjaksona kohdistuvien standardiakselien suuruisten kuormitusten lukumäärää. Teoriassa tarkasteltavan tieosuuden kokonaisliikennekuormitus saadaan siis summaamalla kaikkien tarkasteluaikana tietä käyttävien ajoneuvojen kuormitusvastaavuuskertoimet.

vuudet yhteen. Käytännössä ei kuitenkaan voida laskea erikseen jokaisen tietä käyttävän ajoneuvon kuormitusvaikutusta mitoitusajanjakson aikana, sillä mitoitusajanjakson ajoneuvojakaumaa ei tunneta. Kuormituskertaluvun laskenta perustuukin olemassa olevan liikenteen määrään ja jakaumaan sekä näistä mitoitusajanjaksolle tehtyihin ennusteisiin. Mitoitusajanjakson kuormituskertaluvun laskentaan on kirjallisuudessa esitetty erilaisia menetelmiä. (Ehrola 1996, s. 77–78.)

Tierakenteen suunnittelu -ohjeessa kuormituskertaluku lasketaan kaistakohtaisesti 20 vuoden ajalta, vaikka todellisuudessa päällyste kestää tätä lyhyemmän ja muut rakennekerrokset yleensä pidemmän ajan. Kaistakohtaisen kuormituskertaluvun laskemiseen tarvitaan tapauskohtaisesti seuraavia lähtötietoja, jotka vastaavat tilannetta 10 vuoden kuluttua tien avaamisesta:

- tarkasteltavan tien keskimääräinen vuorokausiliikenne (KVL, ajon./vrk)
- ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa (KA_{YHD})
- muiden raskaiden ajoneuvojen määrä vuorokaudessa (KA_{MUU})
- täysien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ($KA_{YHD.TÄYSI}$)
- tyhjien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ($KA_{YHD.TYHJÄ}$)
- tien leveyskerroin L .

Ohjeen mukaan esimerkiksi keskimääräiseltä vuorokausiliikenteeltään yli 600 ajoneuvoa/päivä ylittävälle kaksikaistaiselle tielle, jolle on käytettävissä luotettava liikennelaskentatulokset sekä –ennuste, voidaan kaistakohtainen kuormituskertaluku laskea tarkastelusuunnan ajoneuvomääristä kaavan 19 mukaisesti.

$$KKL_{KAISTA} = L \cdot (2,9 \cdot KA_{YHD} + 0,8 \cdot KA_{MUU}) \cdot 7300 \quad (19)$$

jossa L on kaistan leveyskerroin, -
 2,9 on ajoneuvoyhdistelmien ekvivalenttikerroin, -
 KA_{YHD} on ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa, -
 0,8 on muiden raskaiden ajoneuvojen ekvivalenttikerroin, -
 KA_{MUU} on muiden raskaiden ajoneuvojen määrä vuorokaudessa, -
 7300 on päivien lukumäärä 20 vuoden tarkasteluajanjaksolla, -

Kaistan leveyskerroimet sekä laskentakaavat muunlaisille kuten useampikaistaisille tai vähäliikenteisemmille tieosuuksille löytyvät *Tierakenteen suunnittelu* –ohjeesta. Ohjeen mukaiset kuormitusvastaavuuskertoimet on laskettu vuodelle 2009 ennustettujen ajoneuvopainojen mukaan. (Tiehallinto 2004, s. 25–27.)

Vuoden 2013 asetusmuutoksen myötä raskaimpien ajoneuvojen kuormitusvastaavuudet tulevat kasvamaan vanhojen enimmäispainojen mukaisiin ajoneuvoihin verrattuna. Kuormituskertalukuun sen sijaan vaikutus voi olla myönteinenkin, mikäli ajoneuvojen kokonaismäärä vähenee kun kuorma-autoihin voidaan kuormata enemmän lastia. Raskaiden ajoneuvojen ja niiden massojen jakauma tulee muuttumaan asetusmuutoksen myötä, mikä tulee todennäköisesti vaikuttamaan tierakenteiden suunnitteluun ja sitä koskeviin ohjeisiin jo lähitulevaisuudessa.

5.4.2 Palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen

Sitomattomien materiaalien palautumattomaan muodonmuutuskäyttäytymiseen vaikuttaa lukuisia osatekijöitä: vallitseva jännitys, pääjännitysten kiertyminen, kuormituskertojen lukumäärä, vesipitoisuus, kuormitushistoria sekä itse materiaalin tiiviys, hienoainespitoisuus, rakeisuus ja kiviaineksen laatu. Tutkimus erityisesti

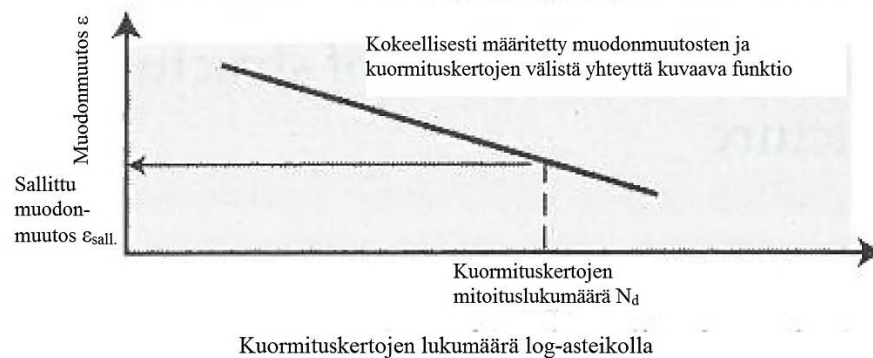
sitomattomien materiaalien *resilient*- eli jäännöskäyttäytymisen ympärillä on viime vuosina ollut aktiivista, mutta myös palautumattomiin muodonmuutoksiin liittyvää tutkimusta on tehty – tutkimuksen painopisteestä johtuen sitomattomien materiaalien jäännöskäyttäytyminen on paremmin tunnettu kuin palautumattomiin muodonmuutoksiin liittyvät ilmiöt. Tierakenteiden suunnittelun kannalta niiden kuormitus-muodonmuutuskäyttäytymisen tunteminen on kuitenkin hyvin olennaista. Sitä kuvaavia matemaattisia malleja on kehitetty monissakin tutkimuksissa, ja useimmat näistä malleista perustuvat kuormituskertojen lukumäärään sekä vallitseviin jännityksiin. Tyypillisesti näissä malleissa pysyvien muodonmuutosten asteittainen lisääntyminen on määriteltä kuormituskertojen funktiona. Pysyvien muodonmuutosten suuruus tietyn kuormituskertojen lukumäärän jälkeen on puolestaan usein määriteltä jännityskomponenttien funktiona. Osa malleista olettaa, että pysyvien muodonmuutosten muodostuminen sitomattomiin materiaaleihin vähenee ja lopulta lakkaa kokonaan kuormituskertojen lukumäärän lisääntyessä, jolloin lopulta kaikki muodonmuutos on palautuvaa. Toisissa malleissa vastaavanlaista muodonmuutostason stabiloitumista ei ole, ja tämänlaiset mallit olettavatkin muodonmuutosten lisääntyvän jokaisen kuormituskerran myötä. Tutkimusten perusteella sitomattomien materiaalien pitkän ajan muodonmuutuskäyttäytyminen on vahvasti riippuvainen vallinneista jännitysolosuhteista: alhaisen jännitystason on havaittu johtavan muodonmuutosten tasapainotilaan, kun taas korkean jännitystason on havaittu johtavan nopeaan muodonmuutosten lisääntymiseen ja lopulta materiaalin murtotilaan. Tyypillinen heikkous sitomattomien materiaalien muodonmuutosta kuvaavissa malleissa on se, että ne ovat vahvasti sidoksissa niihin yleensä laboratorio- tai koetiekonemittakaavan olosuhteisiin, joissa ne on kehitetty. Paremmin erilaisiin olosuhteisiin soveltuville sekä teoreettisesti tarkemmille malleille onkin edelleen selvä tarve. Käytännön analyysien kannalta mallien tulisi toisaalta olla matemaattisesti helposti sovellettavia. Yhtä kaikenkattavaa ja tarkkaa mallia ei siis toistaiseksi ole onnistuttu kehittämään, joten tutkimustyö sen osalta jatkuu. Esimerkkinä palautumatonta muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaavasta mallista mainittakoon Sweeren vuonna 1990 esittämä logaritmiseen lähestymistapaan pohjautuva log-log-malli, joka esitetään kaavassa 20. (Lekarp ym. 2000, s. 76–82; Sweere 1990.)

$$\varepsilon_p^1 = a \cdot N^b \quad (20)$$

jossa ε_p^1 on pysyvä aksiaalinen muodonmuutos, -
 a, b ovat regressioparametreja, -
 N on kuormituskertojen lukumäärä, -.

5.4.3 Tierakenteen käyttöiän ennustaminen

Tyypillisesti kerroksellisen tierakenteen käyttöiän ennustaminen perustuu kokeellisesti määritettyihin yhteyksiin kuormitusten lukumäärän sekä kuormitusten aiheuttamien vasteiden välillä. Sidottujen kerrosten osalta tarkasteltavana tekijänä on tyypillisesti väsyminen ja sitomattomien kerrosten osalta deformatuminen. Kun kuormituksen ja sen aiheuttamien vasteiden väliset yhteydet tunnetaan, voidaan tällöin niin sanotun kestävyysmallin avulla määrittää suurimmat sallitut yhden kuormituksen aiheuttamat vasteet, joilla tierakenne kestää halutun mitoituskuormituskertaluvun. Vastaavasti jos kuormituksesta aiheutuvat vasteet tunnetaan, voidaan näiden sekä kestävyysmallin avulla ennustaa kuinka monta kyseiset vasteet aiheuttavaa kuormituskertaa tierakenne kestää. (Doré & Zubeck 2009, s. 313–315; Tiehallinto 2005, s. 11.) Tierakenteen käyttöiän määrittämisen periaatetta havainnollistetaan kuvassa 55.



Kuva 55: Periaate tierakenteen käyttöiän määrittämisestä. (Mukailtuna Doré & Zubeck 2009, s. 314)

Tiehallinnon *Tierakenteen suunnittelu* –ohje (Tiehallinto 2004) mahdollistaa tierakenteiden mitoittamisen myös analyttisillä menetelmillä. Analyttistä mitoitus varten määritetyt tien rakennekerros materiaalien kestävyysmallit on esitetty julkaisussa *Tietoa tiensuunnitteluun 71D* (Tiehallinto 2005). Taulukossa 13 esitetään esimerkinomaisesti yhdet kestävyysmallit päällystekerrokselle, sitomattomille kerroksille sekä alusrakenteelle. On syytä huomata, että kullekin rakennekerros materiaalille on *Tietoa tiensuunnitteluun 71D* –julkaisussa esitetty useampia materiaaliominaisuuksista sekä sidottujen kerrosten osalta myös lämpötilasta ja kuormitusnopeudesta riippuvia kestävyysmalleja, joita ei käsitellä tässä yhteydessä enempää. Kulloinkin analyttisessä mitoituksessa käytettävä kestävyysmalli tulee valita käytettyjen materiaalien perusteella.

Taulukko 13: Esimerkkejä tien rakennekerrosten kestävyysmalleista. (Tiehallinto 2005, s. 8–10)

Materiaali ¹⁾	Kestävyysmalli: sallittu kuormituskertaluku $K^{(2)} = f(\varepsilon)$
Asfalttibetoni AB1	$1,149 \cdot 10^{-10} \cdot \left(\frac{E^3}{3650}\right)^{-2,0} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon^4}\right)^{4,5}$ (21)
Murske M280	$1,225 \cdot 10^{-12} \cdot \varepsilon^{-6,123}$ (22)
Sora Sr200	$4,090 \cdot 10^{-13} \cdot \varepsilon^{-6,123}$ (23)
Hiekka Hk70	$4,270 \cdot 10^{-11} \cdot \varepsilon^{-5,2}$ (24)
Alusrakenne uG	$1,231 \cdot 10^{-7} \cdot \varepsilon^{-3,922}$ (25)

1) Materiaalitunnukset ja materiaalien ominaisuudet on selitetty laajemmin julkaisuissa *Tierakenteen suunnittelu* (Tiehallinto 2004) sekä *Tietoa tiensuunnitteluun 71D* (Tiehallinto 2005).

2) $K = 10$ tonnin standardiakselien ylityskertojen määrä kestoajan aikana ajokaistalla.

3) +20 °C lämpötilaa ja 60 km/h nopeutta vastaava E-moduuli (MPa).

4) ε = asfalttibetonille vetomuodonmuutos sidotun kerroksen alapinnassa (m/m, strain), sitomattomille kerroksille sekä alusrakenteelle sallittua kuormituskertalukua vastaava sallittu pystysuuntainen puristusmuodonmuutos (m/m) sitomattoman rakennekerroksen tai alusrakenteen yläpinnassa.

5.5 Vasteiden mallintaminen Plaxis elementtilaskenta-ohjelmalla

5.5.1 Taustaa

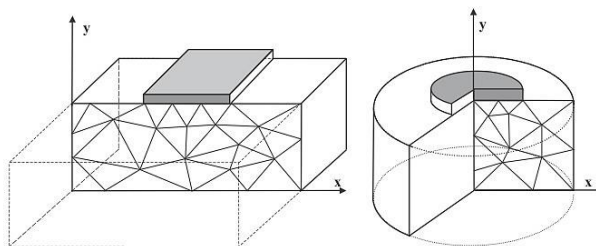
Finiittielementtimenetelmä (FEM) on numeerinen laskentamenetelmä, jolla voidaan määrittää likimääräisratkaisuja osittaisdifferentiaaliyhtälöille. Käytännössä FEM-laskennalla siis approksimoidaan ratkaisuja epälineaarisille ongelmille, joille ei joko ole

analyttistä ratkaisua tai näiden ongelmien analyttinen ratkaiseminen olisi liian työlästä. Perinteisessä FEM-laskennassa tarkasteltava mahdollisesti hyvinkin monimutkainen geometria ja matemaattinen ongelma jaetaan geometrisesti yksinkertaisiin elementteihin, joissa tarkasteltavia suureita voidaan approksimoida yksinkertaisilla matemaattisilla yhtälöillä. Yksittäiset elementit ovat yhteydessä toisiinsa jatkuvuus-, tasapaino- ja muiden reunaehtojen kautta. Alunperin monimutkaiselle ongelmalle saadaan siis likimääräinen ratkaisu jakamalla alkuperäinen tutkittava tapaus lukuisiksi yksinkertaisiksi ongelmiksi, joiden ratkaiseminen on alkuperäistä ongelmaa helpompaa. Elementtimenetelmän ratkaisun tarkkuus riippuu muun muassa siitä, kuinka tiheää elementtiverkkoa käytetään ja kuinka hyvin yksittäisten elementtien käyttäytymistä kuvaavat funktiot vastaavat tutkittavaa tapausta. (Reddy 2004, s. 5–6.)

Plaxis-ohjelma on alunperin lähtöisin Hollannista Delftin teknillisestä yliopistosta, jossa alettiin vuonna 1987 kehittää helppokäyttöistä 2D-finiittielementtilaskentaohjelmaa pehmeikölle perustettujen jokipenkereiden analysointia varten. Myöhemmin Plaxisin käyttökohteet laajentuivat kattamaan yleisimmät geotekniikan osa-alueet, ja toiminnan laajentuessa Plaxis erkaantuikin omaksi yhtiökseen vuonna 1993. Plaxis-ohjelmasta on julkaistu kaksi erityyppistä versiota: Plaxis 2D sekä Plaxis 3D. Plaxis 2D on nimensä mukaisesti kaksiulotteinen finiittielementtimenetelmään pohjautuva ohjelma, joka on kehitetty maaperän muodonmuutosten, stabiliteetin ja pohjaveden virtauksen analysointiin. Plaxis 2D:n ensimmäinen versio julkaistiin vuonna 1998, ja sittemmin ohjelmasta on julkaistu lukuisia uudempia versioita. Plaxis 3D puolestaan mahdollistaa geoteknisten ongelmien kolmiulotteisen mallintamisen, ja sen ensimmäinen versio julkaistiin vuonna 2010. (Brinkgreve ym. 2011a, s. 3.) Molempien ohjelmien toiminta on verifioitu analysoimalla ohjelmilla lukuisia geoteknisiä ongelmia, joille on olemassa tunnettu analyttinen ratkaisu. Kehitystyöhön on osallistunut myös lukuisia yliopistoja sekä tutkimuskeskuksia. (Brinkgreve ym. 2011b, s. 5.)

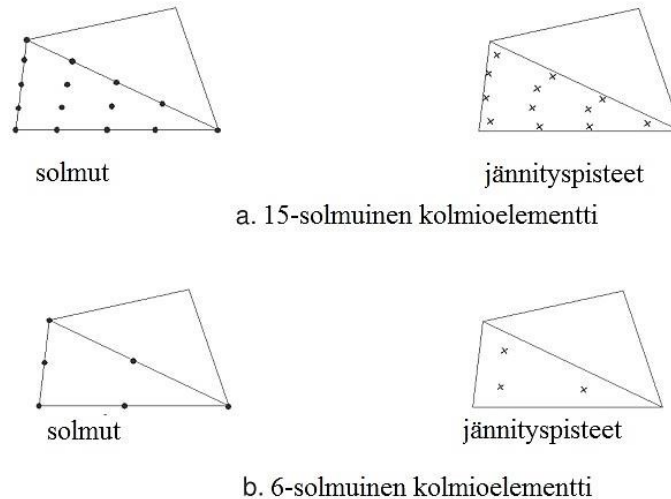
5.5.2 Laskentatapavaihtoehdot Plaxis 2D:ssä ja 3D:ssä

Plaxis 2D:llä on mahdollista tehdä elementtimenetelmälaskelmia kaksiulotteisissa tapauksissa. Laskentatapavaihtoehtoja on kaksi: ohjelmalla voidaan analysoida joko tasomaista geometriaa tai pyörähdysymmetristä geometriaa. Tasotapaus soveltuu tarkasteluihin, joissa poikkileikkaus, kuormitus sekä näitä vastaava jännitystila pysyvät jokseenkin vakioina pituusyksikköä kohden kohtisuoraan tarkasteltavaa tasoa vastaan eli z-suunnassa. Siirtymät ja venymät z-suunnassa oletetaan nolleks, mutta normaalijännitykset z-suunnassa otetaan laskelmissa huomioon. Pyörähdysymmetrinen tapaus puolestaan soveltuu tapauksille, joissa tarkasteltavalla rakenteella on ympyränmuotoinen sekä tasainen poikkileikkaus ja kuormitus pyörähdysakselin ympärillä. Muodonmuutosten ja jännitystilan oletetaan olevan symmetriset pyörähdysakselin ympärillä säteen suunnassa. (Brinkgreve ym. 2011c, s. 16–17.) Nämä laskentatapavaihtoehdot esitetään kuvassa 56.



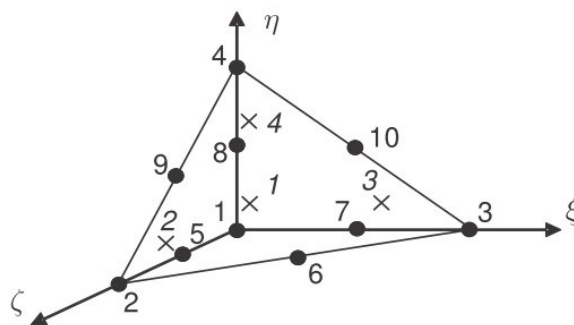
Kuva 56: Laskentatapavaihtoehdot Plaxis 2D:ssä: vasemmalla tasotapaus ja oikealla pyörähdysymmetrinen tapaus. (Brinkgreve ym. 2011c, s. 17)

Plaxis 2D:ssä on valittavissa kaksi erilaista kolmioelementtityyppiä laskelmia varten: 15-solmuinen sekä 6-solmuinen kolmioelementti. 15-solmuinen elementti mahdollistaa neljännen asteen interpolaation siirtymille ja numeerisessa integroinnissa käytetään kahtatoista jännityspistettä. 6-solmuinen elementti mahdollistaa toisen asteen interpolaation siirtymille, ja numeerisessa integroinnissa käytetään kolmea jännityspistettä. 6-solmuisella elementillä laskenta on huomattavasti nopeampaa, mutta 15-solmuisella elementillä laskenta on huomattavasti tarkempaa. (Brinkgreve ym. 2011c, s. 17–18.) Plaxis 2D:n elementtityyppejä havainnollistetaan kuvassa 57.



Kuva 57: Elementtityypit Plaxis 2D:ssä. (Brinkgreve ym. 2011c, s. 17)

Plaxis 3D:ssä ei samanlaista jakoa aksisymmetriseen sekä tasomaiseen laskentatapaan ole, sillä ongelmien analysointi ja mallintaminen tapahtuu kolmiulotteisessa avaruudessa. Myös 3D:n elementtityyppi eroaa Plaxis 2D:n elementeistä: 3D:ssä elementit ovat 10-solmuisia elementtejä, joissa siirtymille käytetään toisen asteen interpolaatiota ja laskennassa käytetään neljää jännityspistettä. Plaxis 3D:n elementtityyppi on siis yksinkertaisempi kuin Plaxis 2D:n 15-solmuinen elementtityyppi, eikä sillä päästä aivan yhtä tarkkoihin tuloksiin. (Brinkgreve ym. 2012, s. 147–150.) Plaxis 3D:n elementtityyppejä havainnollistetaan kuvassa 58.

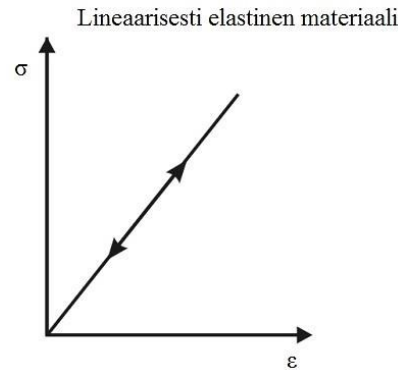


Kuva 58: Plaxis 3D:n 10-solmuinen elementti. (Brinkgreve ym. 2012, s. 148)

5.5.3 Linear elastic –materiaalimalli

Plaxiksen yksinkertainen materiaalmalli on lineaarisesti elastinen materiaalmalli. Malli perustuu Hooken lakiin, eli materiaali oletetaan isotrooppiseksi ja elastiseksi. Lineaarisesti elastisessa mallissa materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä voidaan kuvata kahdella parametrilla: kimmomoduulilla E sekä Poissonin luvulla ν . Lineaarisesti elastiseksi mallinnetussa materiaalissa jännitykset voivat kasvaa rajattoman suuriksi, joten mallia käytettäessä on kiinnitettävä erityistä huomiota siihen, etteivät jännitykset mallissa ylitä materiaalin lujuutta. Yksinkertaisuutensa vuoksi malli

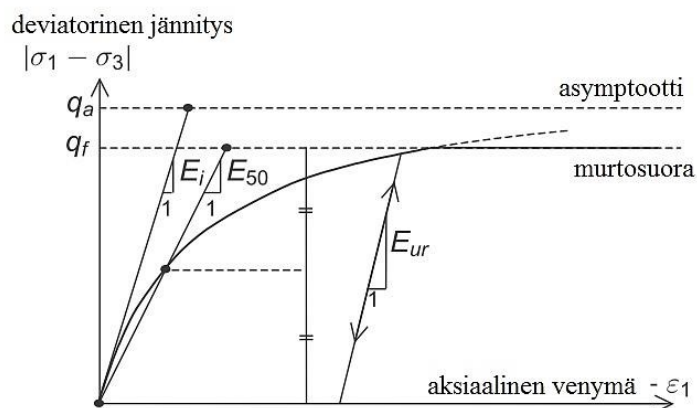
ei sovellu maa-aineksen mallintamiseen, sillä maa-aineksen käyttäytyminen on epälineaarista ja plastista. Mallia voidaan kuitenkin käyttää jäykkien kappaleiden kuten betonirakenteiden mallintamiseen. (Brinkgreve ym. 2011d, s. 7–10.) Vaikka päällysteen todellinen käyttäytyminen on viskoplastista, liikennekuormitukselle tyypillisen lyhyen kuormitusajan takia voidaan päällystettä käsitellä riittävällä tarkkuudella myös lineaarisesti elastisena, sillä normaaleissa käyttölämpötiloissa ja lyhyillä kuormitusajoilla päällysteen käyttäytyminen on lähellä elastista käyttäytymistä (Thom 2008, s. 151). Lineaarisesti elastista käyttäytymistä havainnollistetaan kuvassa 59.



Kuva 59: Lineaarisesti elastisen materiaalin jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen. (Mukailtuna Korkiala-Tanttu 2008, s. 24)

5.5.4 Hardening soil –materiaalimalli

Hardening soil –malli on maa-aineksen käyttäytymisen mallintamiseen kehitetty, edistynyt materiaalimalli. Malli kuvaa maa-aineksen elastoplastista, hyperbolista jännitys-muodonmuutuskäyttäytymistä ja sitä voidaan käyttää niin kitkamaiden kuten hiekan ja soran kuin pehmeämpien koheesiomaidenkin kuten saven ja siltin mallintamiseen. (Brinkgreve ym. 2011c, s. 62.) Mallin perustana on pystysuoran venymän ε sekä deviatorisen jännityksen q hyperbolinen suhde primaarisessa kolmiakselikokeessa. Deviatorisen kuormituksen alaisena maa-aineksen jäykkyys vähenee ja samanaikaisesti syntyy palautumattomia plastisia muodonmuutoksia. Avoimen kolmiakselikokeen tapauksessa on havaittu, että näiden välistä yhteyttä voidaan hyvällä tarkkuudella mallintaa hyperbolisena. (Schanz ym. 1999, s. 2.) Hardening soil –mallin hyperbolista jännitys-muodonmuutuskäyttäytymistä havainnollistetaan kuvassa 60.



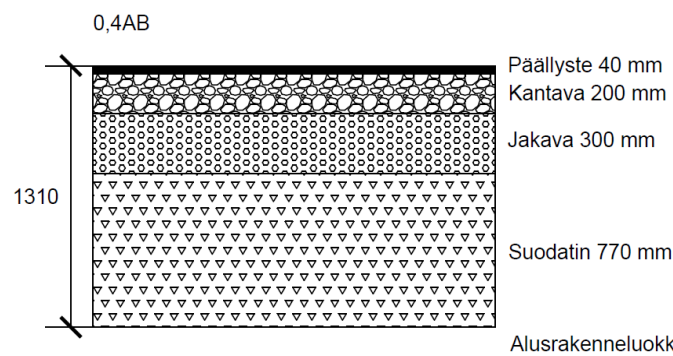
Kuva 60: Hardening soil -mallin hyperbolisen jännitys-muodonmuutuskäyttäytymisen periaate. (Mukailtuna Brinkgreve ym. 2011d, s. 51)

Mallissa maan murtotilan kuvaamiseen käytetään kitkakulmaa φ , koheesiota c sekä dilataatiokulmaa ψ . Maa-aineksen jäykkyyden kuvaamiseen käytetään kolmea parametria: kolmiaksiaalikokeen kuormitusvaiheesta määritettyä sekanttimoduulia E_{50} , kolmiaksiaalikokeen palautumis- ja uudelleenkuormitusvaiheen moduulia E_{ur} sekä ödometrikokeen kuormitusvaiheesta määritettyä tangenttimoduulia E_{oed} . Hardening soil –mallin erityinen ansio on se, että se kuvaa maan myötölujittuvaa käyttäytymistä eli maa-aineksen moduulien riippuvuutta vallitsevasta jännitystilasta. Mallilla on myös joitakin heikkouksia: malli kuvaa vain maan myötölujittuvaa käyttäytymistä, eli se ei huomioi dilataatiosta tai koheesiosidosten häviämisestä aiheutuvaa maan pehmenemistä. Malli ei myöskään huomioi moduulin riippuvuutta muodonmuutosten suuruudesta: useimmat maalajit toimivat suuremmalla moduulilla kun muodonmuutokset ovat pieniä ja pienemmällä moduulilla, kun muodonmuutokset ovat suurempia. (Brinkgreve ym. 2011d, s. 7, 10.) Hardening soil –mallissa myötölujittumisen oletetaan olevan isotrooppista ja riippuvaista sekä plastisesta leikkauksesta että volymetrisistä muodonmuutoksista. Mallin myötöpinta pääjännitysavaruudessa ei ole sidottu paikoilleen, vaan se voi laajentua plastisten muodonmuutosten myötä. Malli erottelee kaksi myötölujenemisen tyyppiä: leikkauslujittumisen ja puristuslujittumisen. Leikkausjännityksistä aiheutuvaa leikkauslujittumista käytetään deviatorisesta kuormituksesta aiheutuvien palautumattomien muodonmuutosten mallintamiseen. Puristusjännityksistä aiheutuvaa puristuslujittumista käytetään isotrooppisesta kuormituksesta sekä puristusjännityksestä aiheutuvien palautumattomien plastisten muodonmuutosten mallintamiseen. Hardening soil –malli on kalibroitu ja sen toiminta on verifioitu kokeellisesti. (Schanz ym. 1999, s. 1–2, 11–16.)

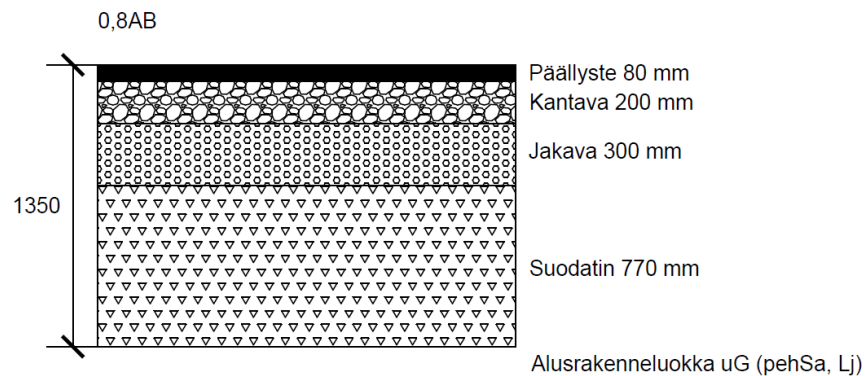
6 Asetusmuutoksen vaikutusten laskennallinen tutkimus

6.1 Tutkittavat tierakenteet

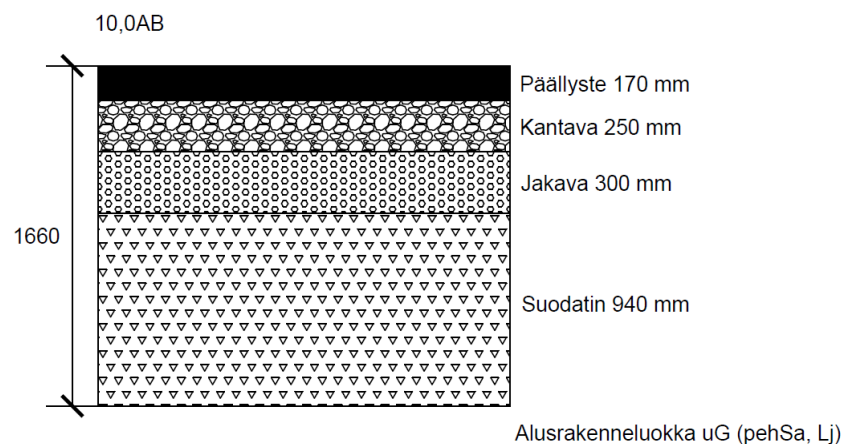
Tierakenteiden osalta tutkimuksessa keskityttiin kolmeen Tiehallinnon *Tierakenteen suunnittelu* -ohjeen mukaiseen, maanvaraisesti perustettuun tierakenteeseen 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB. Kaksi mallirakennetta, 0,8AB ja 10,0AB, valittiin suoraan suunnitteluohjeesta. 0,4AB muokattiin 0,8AB-rakenteesta ohentamalla sen päällystekerrosta. Näiden kolmen tierakenteen katsottiin edustavan alempiluokkaista, tavanomaista sekä korkealuokkaista tierakennetta. On tärkeää tiedostaa, että todellisuudessa erilaisia tierakenteita on lukematon määrä ja niiden ominaisuudet vaihtelevat huomattavasti – osa on suunnitteluohjeiden mukaisia, mutta osa ei kustannus- tai muista syistä johtuen vastaa mallirakenteita. Tutkittavia tierakenteita havainnollistetaan kuvissa 61–63.



Kuva 61: Tarkasteltava tierakenne 0,4AB. (Mukailtuna Tiehallinto 2004, s. 29, 68)



Kuva 62: Tarkasteltava tierakenne 0,8AB. (Tiehallinto 2004, s. 68)



Kuva 63: Tarkasteltava tierakenne 10,0AB. (Tiehallinto 2004, s. 66)

6.2 Laskentaparametrit

Mallinnuksessa kaikille kolmelle tierakenteelle käytettiin samoja materiaaliparametrejä. Asfalttikerros mallinnettiin lineaarielastisena, ja sitomattomille kerroksille sekä pohjamaalle käytettiin hardening soil –materiaalimallia. Materiaaliparametreina käytettiin VTT:n HVS-koetiekonekokeiden yhteydessä dynaamisilla kolmiakselikokeilla määritettyjä parametrejä, jotka on esitetty Korkiala-Tantun väitöskirjassa (2008, s. 54). Nämä parametrit vastaavat päällystekerroksen osalta asfalttibetonia, kantavan kerroksen osalta mursketta, jakavan kerroksen osalta hiekkaista soraa, suodatinkerroksen osalta hiekkaa ja pohjamaan osalta savea. Mallinnuksessa käytetyt parametrit esitetään taulukossa 14.

Taulukko 14: Mallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrit. (Mukailtuna Korkiala-Tanttu 2008, s. 54)

	Päällyste	Kantava	Jakava	Suodatin	Pohjamaa
Materiaali	Asfalttibetoni	Murske	Hiekkainen sora	Hiekka	Savi
Materiaalimalli	Linear elastic	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil
Tila	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Tilavuuspaino γ, kN/m³	24,0	21,2	22,0	18,0	18,0
Kimmomoduuli E, MPa	5400	-	-	-	-
Poissonin luku ν, -	0,3	-	-	-	-
E₅₀, MPa¹⁾	-	250	330	120	10
E_{oed}, MPa²⁾	-	158,908 ⁴⁾	184,099 ⁵⁾	110	12,5
E_{ur}, MPa³⁾	-	750	900	420	30
Koheesio c, kN/m²	-	20	20	15	12
Kitkakulma ϕ, °	-	55	58	40	25
Dilataatiokulma ψ, °	-	25	38	10	0
K₀	Automatic	0,182 ⁴⁾	0,153 ⁵⁾	Automatic	Automatic
1) Avoimen kolmiakselikokeen avulla määritetty sekanttimoduuli					
2) Ödometrikokeen avulla määritetty tangenttimoduuli					
3) Kuormituksen palautumis- / toistovaiheen moduuli					
4) Alkuperäistä arvoa 173 MPa / K ₀ automatic jouduttiin iteroimaan Plaxiksen reunaehtojen mukaisiksi.					
5) Alkuperäistä arvoa 210 MPa / K ₀ automatic jouduttiin iteroimaan Plaxiksen reunaehtojen mukaisiksi.					

Plaxis 3D-mallinnuksen alkuvaiheessa ajoneuvo- ja telikuormat mallinnettiin suoraan pyörän ja tienpinnan välisten kosketuspinta-alojen kokoisina pintakuormina eli pyöräkuormina. Tuloksia tarkasteltaessa kuitenkin havaittiin, että tämä johti epärealistiseen jännitystilaan, jossa kaikki jännitys keskittyi päällystekerrokseen eikä välittynyt sitomattomille kerroksille. Ongelma esiintyi vain, kun pyöräkuormia oli useita lähekkäin – mikäli pyöräkuormia oli vain yksi, malli antoi realistisempia tuloksia. Ongelma poistui, kun pyöräkuormat mallinnettiin *plate*- ja *interface*-elementtien avulla: ensin kunkin kosketuspinta-alan alueelle lisättiin rengasta simuloiva *plate*-elementti sekä rajapintaa simuloiva *interface*-elementti. Tämän jälkeen pyöräkuormaa kuvaava pintakuorma asetettiin vaikuttamaan *plate*-elementin päälle. Näin mallinnettuna jännitys välittyi realistisemmin koko tierakenteeseen. *Plate*-elementeille käytetyt, renkaan kumia kuvaavat parametrit esitetään taulukossa 15.

Taulukko 15: Mallinnuksessa käytetyt Plate-elementtien parametrit.

	Kimmomoduuli E, MPa	Poissonin luku ν , -	Virtuaalipaksuus d, m
Plate-elementti	1000	0,495	0,01

6.3 Laskennassa käytettävät ajoneuvo- ja telityypit

Todellisuudessa erilaisia raskaita ajoneuvoja erilaisine kuormineen, rengastuksineen ja akselikombinaatioineen on lukematon määrä, joten tarkasteltavien kuormitustapausten lukumäärää jouduttiin huomattavasti rajaamaan. Kokonaisista ajoneuvoista mallinnettiin vanhan asetuksen mukainen suurin sallittu 7-akselinen ja 60-tonninen ajoneuvoyhdistelmä ja siitä modifioitu viiden vuoden määräajaksi sallittu 64-tonninen versio. Näiden lisäksi mallinnettiin uuden asetuksen mukainen suurin sallittu 9-akselinen ja 76-tonninen ajoneuvoyhdistelmä. Ajoneuvojen mallintamiseen tarvittavia massa- ja mittatietoja saatiin raskaan liikenteen asiantuntija Olavi H. Koskiselta.

Asetusmuutos ei salli yksittäisille akseleille enempää massaa kuin ennen, mutta se sallii telirakenteille aiempaa suuremmat kokonaismassat – tämän takia tutkimuksen painopiste olikin kokonaisten ajoneuvojen sijaan erilaisten telirakenteiden tutkimisessa, sillä telirakenteessa toisiaan lähekkäin olevat akselit ovat tierakenteen vasteiden kannalta yksittäisakseleita haitallisempia. Telirakenteiden mallintamiseen tarvittavat massa- ja mittatiedot saatiin suoraan vanhasta ja uudesta asetuksesta. Ajoneuvoista ja telirakenteista mallinnusta varten laaditut kuormituskaaviot esitetään liitteessä 5. Tutkittavat kuormitustapaukset esitetään taulukossa 16.

Taulukko 16: Tutkimuksessa tarkastellut kuormitustapaukset.

Ajoneuvoyhdistelmät
7 akselia, kokonaismassa 60 t *
7-akselia, kokonaismassa 64 t
9-akselia, kokonaismassa 76 t
Telirakenteet
2-akselinen teli, kokonaismassa 19 t *
2-akselinen teli, kokonaismassa 21 t
3-akselinen teli, kokonaismassa 24 t *
3-akselinen teli, kokonaismassa 27 t
* vanhan asetuksen mukainen

6.4 Muut laskennassa käytettävät oletukset

Kuormituskaavioiden laadinnassa oletettiin rengaspaineeksi 800 kPa. Renkaan ja tienpinnan välinen kosketuspinta-ala arvioitiin rengaspaineen ja rengaskuorman avulla liitteessä 3 esitettyjen, alunperin HVS-koetiekonekokeiden yhteydessä määritettyjen mittaustietojen perusteella. Paripyörille käytettiin yhtenäistä kosketuspinta-alaa kahden erillisen kosketuspinnan sijaan mallintamisen helpottamiseksi.

Aikataulullisista ja mallinnukseen liittyvistä tekijöistä johtuen tierakenteita tarkasteltiin yksinkertaistettuina tasaisina kerrosrakenteina, eikä luiskia otettu huomioon. Todellisuudessa luiskakaltevuudella on oma vaikutuksensa tierakenteen deformaatioon, mitä on käsitelty esimerkiksi julkaisussa ”Luiskatun tierakenteen urautuminen” (Korkiala-Tanttu ym. 2002, s. 62–63): jyrkkäluiskainen tierakenne urautuu loivaluiskaista tierakennetta nopeammin.

Kuormitus mallinnettiin staattisena kuormituksena Plaxiksen rajoitteiden vuoksi. Todellisuudessa kuormitusajalla on merkitystä erityisesti viskoplastisesti käyttäytyvän asfaltin tapauksessa, mutta Plaxiksessa asfalttikerros mallinnettiin lineaarielastisena,

jolloin kuormitusnopeus ei vaikuta moduuliin. Kuormitusnopeuden lisäksi asfalttipäällysteen moduuliin vaikuttaa myös lämpötila, mutta aikataulullisista tekijöistä johtuen lämpötilan vaikutus rajattiin tämän tutkimuksen ulkopuolelle. Myös ympäristöllisten seikkojen kuten roudan vaikutus rajattiin työn ulkopuolelle.

Tierakenteen epätasaisuuden sekä ajoneuvon teknisten ominaisuuksien kuten jousituksen vaikutus rajattiin työn ulkopuolelle. Näillä on merkitystä erityisesti silloin kun kuorma liikkuu, mutta tässä tutkimuksessa kuormitus mallinnettiin staattisena.

6.5 Mallinnuksen kulku

Tämän työn mallinnustutkimuksen aluksi verrattiin Plaxis 2D:n erilaisilla laskentatavoilla sekä Plaxis 3D:llä saatavia tuloksia HVS-kokeen yhteydessä mitattuihin tuloksiin. Vertailun pohjalta valittiin työssä käytettäväksi ohjelmaksi Plaxis 3D. Mallin kalibrointia on esitellään tarkemmin alaluvussa 6.6.

Kukin Plaxis 3D –mallinnus tässä työssä sisälsi pääpiirteissään seuraavat vaiheet:

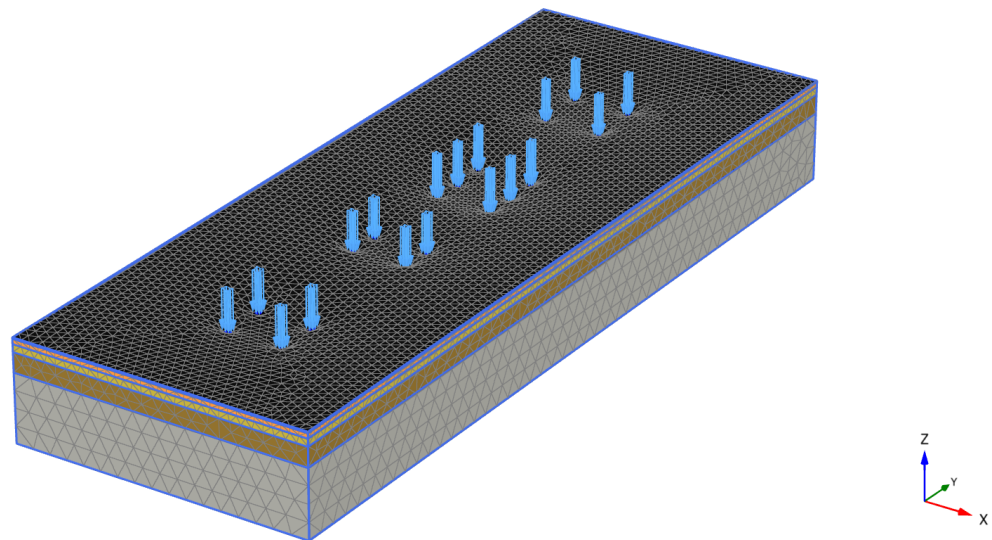
1. Projektin tietojen syöttäminen kohdassa *Project properties*.
2. Kerrosrakenteen ja pohjavedenpinnan mallintaminen *Borehole*-työkalun avulla. Mallinnettuja tierakenteita käsitellään tarkemmin alaluvussa 6.1.
3. Materiaaliominaisuuksien määrittely. Asfalttikerrokselle käytettiin lineaarielastista materiaalmallia ja sitomattomille kerroksille sekä pohjamaalle *hardening soil* –materiaalmallia. Käytettyjä materiaaliparametreja käsitellään tarkemmin alaluvussa 6.2.
4. Tiivistyskuorman määrittely. Tiivistyskuormana käytettiin 100 kPa:n tasaista pintakuormaa koko mallin alueelle. Tiivistyskuorman käyttöä käsitellään tarkemmin kohdassa 7.
5. Ajoneuvo- tai telikuorman mallintaminen. Kuormitukset mallinnettiin lisäämällä ensin kunkin renkaan kosketuspinnalle sekä *Plate*- että *Interface*-elementti, joilla simuloitiin renkaan ja tienpinnan välistä kosketuspintaa. *Plate*-elementtien päälle lisättiin pintakuormat kuormituskaavioiden mukaisesti. *Plate*-elementtiä käsitellään tarkemmin alaluvussa 6.2 ja käytettyjä ajoneuvo- ja telikuormia alaluvussa 6.3.
6. Elementtiverkon luominen.
7. Laskentavaiheiden määrittely. *Hardening soil* –mallin ominaisuuksien vuoksi malli oli tarpeen rakentaa tierakenteen rakentamisesta lähtien – tässä työssä käytettiin samaa mallinnustapaa kuin Pihlajamäen diplomityössä (2012, s. 37–41). Pohjavedenpinta mallinnettiin pohjamaan yläpintaan. Kukin rakennekerros lisättiin malliin omassa laskentavaiheessaan, jonka jälkeen tierakenne tiivistettiin tiivistyskuormalla. Tämän jälkeen malliin lisättiin *Plate*- ja *Interface*-elementit. Seuraavaksi ajoneuvo- tai telikuormalla tehtiin viisi toistokuormitusta lepovaiheineen. Ajoneuvo- tai telikuormitukselle määriteltiin viisi toistokertaa, sillä Pihlajamäen diplomityössä (s. 41) todettiin jännitys- ja muodonmuutostasojen vakiintuvan viiden kuormitus syklin jälkeen *Hardening soil* –mallin myötölujittuvan käyttäytymisen vuoksi. Käytetyt laskentavaiheet esitetään taulukossa 17.

Taulukko 17: Plaxis 3D –mallinnuksen laskentavaiheet.

Laskentavaihe	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Reset displacements to zero
Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	-
Suodatinkerroksen rakentaminen	1	0	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Jakavan kerroksen rakentaminen	2	1	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Kantavan kerroksen rakentaminen	3	2	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Päällysteen rakentaminen	4	3	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Tiivistäminen	5	4	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Tiivistämisen vaikutus	6	5	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Plate- ja interface-elementtien lisääminen	7	6	Plastic analysis	Staged construction	Yes
Kuormitus 1	8	7	Plastic analysis	Staged construction	No
Palautunut 1	9	8	Plastic analysis	Staged construction	No
Kuormitus 2	10	9	Plastic analysis	Staged construction	No
Palautunut 2	11	10	Plastic analysis	Staged construction	No
Kuormitus 3	12	11	Plastic analysis	Staged construction	No
Palautunut 3	13	12	Plastic analysis	Staged construction	No
Kuormitus 4	14	13	Plastic analysis	Staged construction	No
Palautunut 4	15	14	Plastic analysis	Staged construction	No
Kuormitus 5	16	15	Plastic analysis	Staged construction	No

8. Pisteiden valinta kuvaajien piirtämistä varten. Mallista esivalittiin erityisen mielenkiinnon kohteena olevat pisteet kriittisimmistä kohdista, joita myöhemmin käytettiin tulosten jatkokäsittelyn apuna.
9. Laskenta.
10. Viimeisen kuormitusvaiheen tulosten jatkokäsittely Plaxiksen *Output*-ohjelman sekä Excelin avulla.

Kuvassa 64 esitetään esimerkkinä 9-akselinen ajoneuvomalli 0,4AB-rakenteen päällä.



Kuva 64: Esimerkkikuva mallista. Kuvassa 9-akselinen ajoneuvomalli 0,4AB-rakenteen päällä. Kuvassa näkyvät deformaatiot on skaalattu 1000-kertaisiksi.

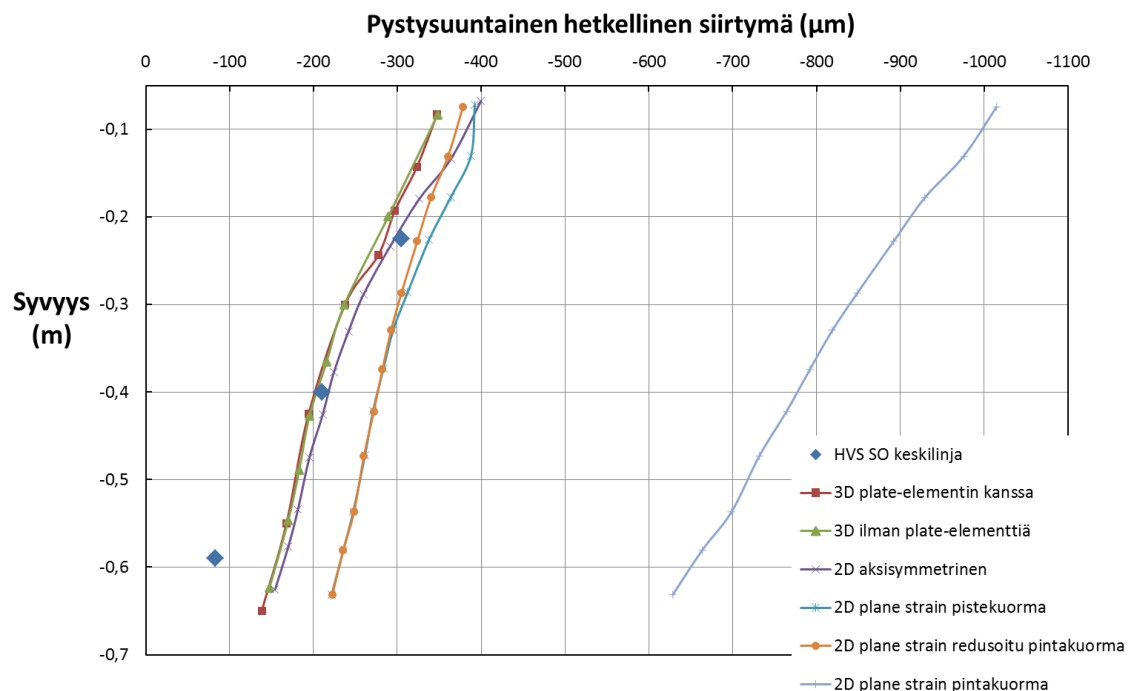
6.6 Mallin toiminnan verifiointi

Tässä työssä käytetyn mallinnustavan sekä mallinnusparametrien toimivuus verifioitiin vertaamalla sekä Plaxis 2D:llä että Plaxis 3D:llä saatuja tuloksia VTT:n HVS-projektissa *Kevään ja ylikuorman vaikutus ohutpäällysteisen tien vaurioitumiseen* (Korkiala-Tanttu ym. 2003) mitattuihin arvoihin. Vertailtavina suureina käytettiin pystysuuntaista siirtymää sekä pystysuoraa jännitystä. Vertailu tehtiin mallintamalla liitteessä 6 esitetty HVS-kokeen koerakenne 23 samoja periaatteita noudattaen, joita

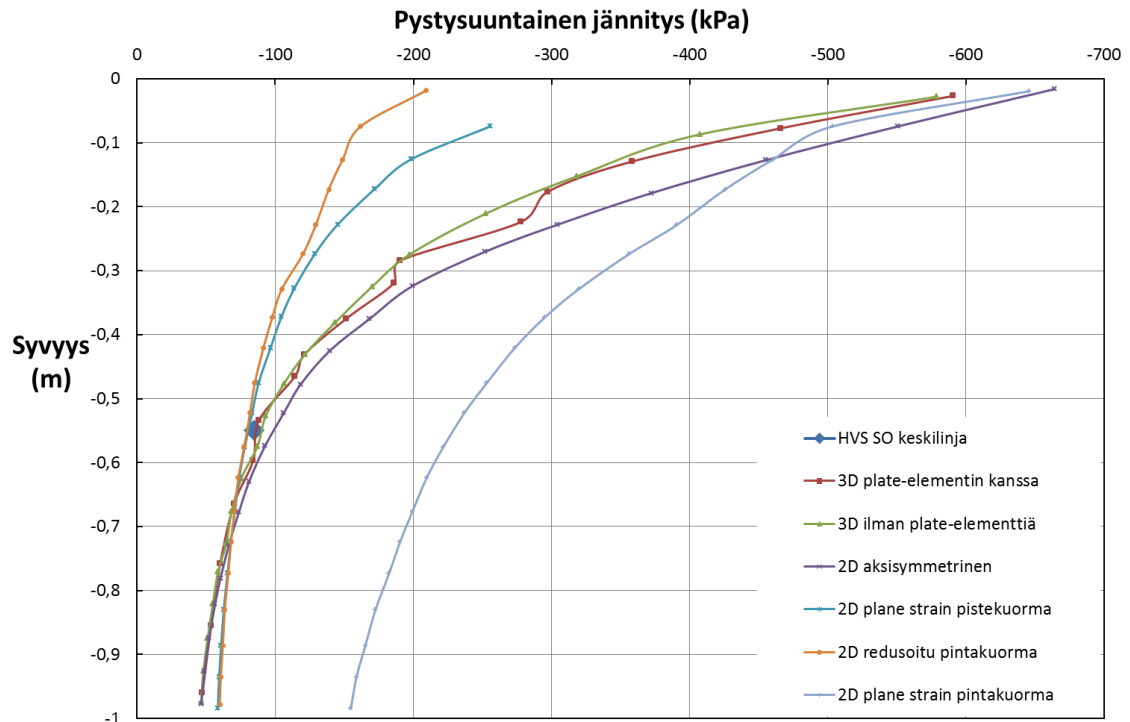
tämän työn mallinnustutkimuksessakin käytettiin: rakenne mallinnettiin yksinkertaistettuna kerrosrakenteena, laskennassa käytettiin samaa alaluvussa 6.5 esitettyä mallinnustapaa ja alaluvussa 6.2 esitettyjä parametrejä. HVS-koetierakenteen 23 mittauspisteet selviävät liitteestä 6. HVS-kokeessa 23 kuormituksena käytettiin 70 kN:n paripyöräkuormaa ja rengaspainetta 850 kPa, pohjavesi oli metrin syvyydellä tierakenteen pinnasta ja koetien rakennekerrokset olivat melko samankaltaiset tämän tutkimuksen 0,4AB-rakenteen kanssa. HVS-mittaustuloksia vertailtiin seuraaviin mallinnustapauksiin:

- 1) Plaxis 3D -malli plate-elementin kanssa. Kuormituksena oli paripyöräkuormitusta simuloiva 0,323 m x 0,323 m plate-elementti ja sen päällä 677,60 kPa:n pintakuorma, joilla simuloitiin 70 kN:n paripyöräkuormitusta.
- 2) Plaxis 3D -malli ilman plate-elementtiä. Kuormituksena oli paripyöräkuormitusta simuloiva 0,323 m x 0,323 m alueella vaikuttava 677,60 kPa:n pintakuorma, jolla simuloitiin 70 kN:n paripyöräkuormitusta.
- 3) Plaxis 2D aksisymmetrinen malli. Malli oli pyörähdyssymmetrinen, joten kuormana käytettiin 0,1824 m –säteistä kuormaa, joka kuormituspinta-alansa ja intensiteettinsä 677,60 kPa puolesta simuloi 70 kN:n paripyöräkuormaa.
- 4) Plaxis 2D plane strain -malli 70 kN:n pistekuormituksella.
- 5) Plaxis 2D plane strain –malli 0,323 m leveällä 677,60 kPa:n pintakuormalla.
- 6) Plaxis 2D plane strain –malli 0,323 m leveällä redusoidulla 216,52 kPa:n pintakuormalla.

Näillä mallinnusmenettelyillä saadut tulokset sekä HVS-mittaustulokset esitetään kuvissa 65 ja 66.



Kuva 65: Mallinnetut ja mitatut pystysuuntaiset hetkelliset siirtymät.



Kuva 66: Mallinnetut ja mitatut pystysuuntaiset jännitykset.

Vertailutulosten perusteella voidaan todeta seuraavaa:

- Plaxis 3D –mallit ilman plate-elementtiä ja plate-elementin kanssa antavat likimain samat tulokset ja vastaavat tarkkuudeltaan melko hyvin mitattuja pystysuuntaisia siirtymiä ja jännitystä. Rakenteen alaosassa mallit yliarvioivat siirtymää hieman.
- Plaxis 2D aksisymmetrinen malli vastaa melko hyvällä tarkkuudella mitattuja pystysuuntaisia siirtymiä ja jännitystä. Malli yliarvioi pystysuoraa siirtymää rakenteen alaosassa ja antaa hieman mitattua jännitystä suuremman arvon. Aksisymmetrinen malli sopii vain yhden yksittäisrenkaan tai paripyörärenkaan mallintamiseen, joten sitä ei voida tässä tutkimuksessa hyödyntää.
- Plaxis 2D plane strain –malli pistekuormalla yliarvioi siirtymiä, mutta on jokseenkin lähellä mitattua jännitysarvoa. Rakenteen yläosassa malli aliarvioi jännityksiä verrattuna 3D-malleihin.
- Plaxis 2D plane strain –malli redusoidulla pintakuormalla antaa jokseenkin samat tulokset kuin plane strain –malli pistekuormalla. Malli yliarvioi siirtymiä, mutta on jokseenkin lähellä mitattua jännityksen arvoa. Rakenteen yläosassa malli aliarvioi jännityksiä verrattuna 3D-malleihin.
- Plaxis 2D plane strain –malli pintakuormalla antaa täysin yliarvioituja tuloksia sekä siirtymien että jännityksen osalta.
- 3D-mallit sekä 2D:n aksisymmetrinen malli näyttävät soveltuvan parhaiten rengaskuorman mallintamiseen. Plane strain -mallien hankaluutena on se, että vaikka ohjelma on nimensä mukaisesti kaksiulotteinen, se kuitenkin suorittaa laskelmat kolmiulotteisessa avaruudessa ja olettaa siis, että kuorma jatkuu z-suunnassa. Tästä syystä metrin pituutta kohti redusoitu pintakuorma ja pistekuorma antavat tarkempia tuloksia kuin redusoidun pintakuorma, joka oikeammin metriä kohden vastaa noin 219 kN:n pyöräkuormaa, kun taas

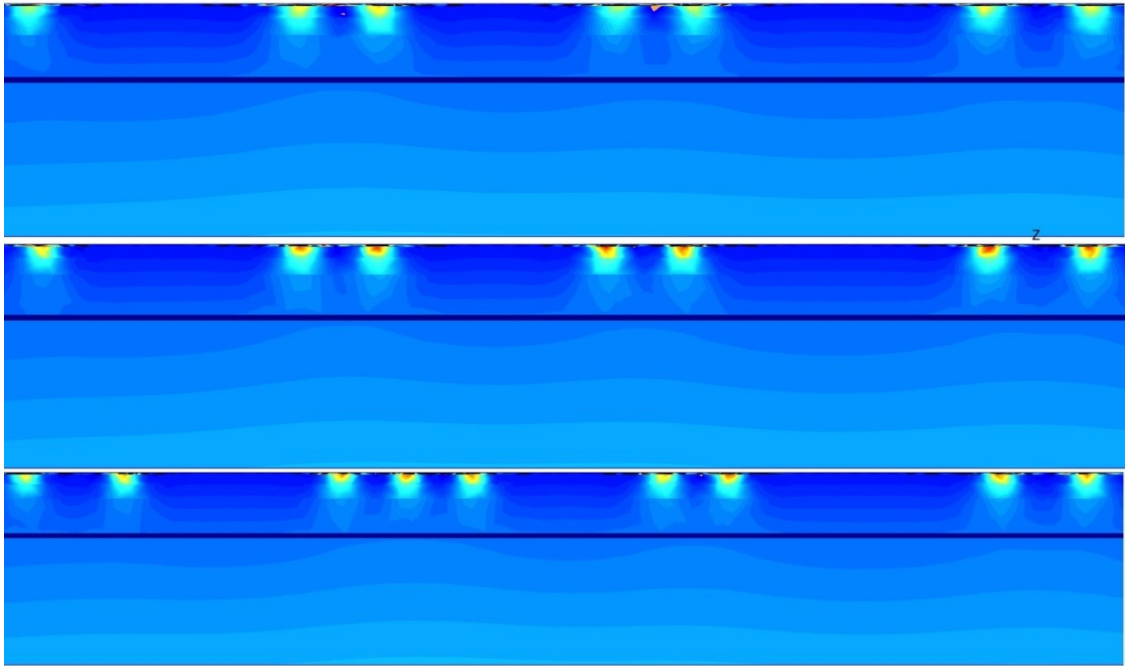
alkuperäisestä metriä kohden redusoitu pintakuormitus vastaa noin 70 kN:n pyöräkuormaa.

- Vertailun pohjalta käytettäväksi mallinnusmenetelmäksi valittiin Plaxis 3D plate-elementtien kanssa. Mallinnuksessa osoittautui, että 3D-malli ilman plate-elementtejä johtaa vääristyneeseen jännitystilaan kun rengaskuormia on monta lähekkäin. Plate-elementtien kanssa ongelmaa ei ollut, sillä tällöin kuormitus välittyi tierakenteeseen realistisemmin. Vertailun perusteella voidaan myös todeta, että plate-elementillä ei ole oleellista vaikutusta saatavien tulosten suuruuteen.

7 Tutkimustulokset

7.1 Yksittäisestä ajoneuvosta aiheutuvat vasteet

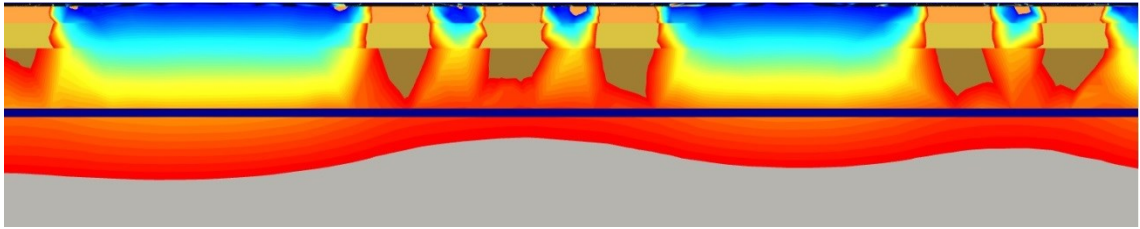
Mallinnustutkimuksen aluksi tarkasteltiin kolmea erilaista ajoneuvoyhdistelmää: 7-akselisia 60- ja 64-tonnin sekä 9-akselista 76 tonnin yhdistelmää. Ajoneuvoyhdistelmien tarkastelulla haluttiin selvittää, onko tierakenteen vasteiden kannalta ajoneuvolla merkitystä kokonaisuutena, vai ovatko pienemmät yksityiskohdat kuten yksittäiset akselit ja telit määräävässä asemassa. Ajoneuvoja kuvaavat kuormituskaaviot sekä tulosten tarkastelulinjat selviävät liitteestä 5. Ajoneuvoyhdistelmien vaikutuksia tarkasteltiin tehokkaan pystysuuntaisen sekä hydrostaattisen jännityksen, deviatorisen jännityksen, pysty- ja vaakasuuntaisen muodonmuutoksen sekä hetkellisen pystysuuntaisen siirtymän kannalta. Tuloksista laaditut jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäjakumakuvat skaalattiin yhdenmukaisiksi. Ajoneuvoyhdistelmien vaikutusmekanismeja vertailtiin näiden kuvien pohjalta. Tarkastelu keskittyi 0,4AB-rakenteeseen, koska siinä kuormitusvaikutukset olivat suurimmillaan. Pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen jakaumia havainnollistetaan kuvassa 67. Kuvissa näkyvä sininen vaakaviiva osoittaa tierakenteen alapinnassa olevan pohjavedenpinnan.



Kuva 67: Pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen jakaumia 0,4AB-rakenteessa ja pohjamaassa. Ylhäällä 7-aks. 60 t, keskellä 7-aks. 64 t ja alhaalla 9-aks. 76 t.

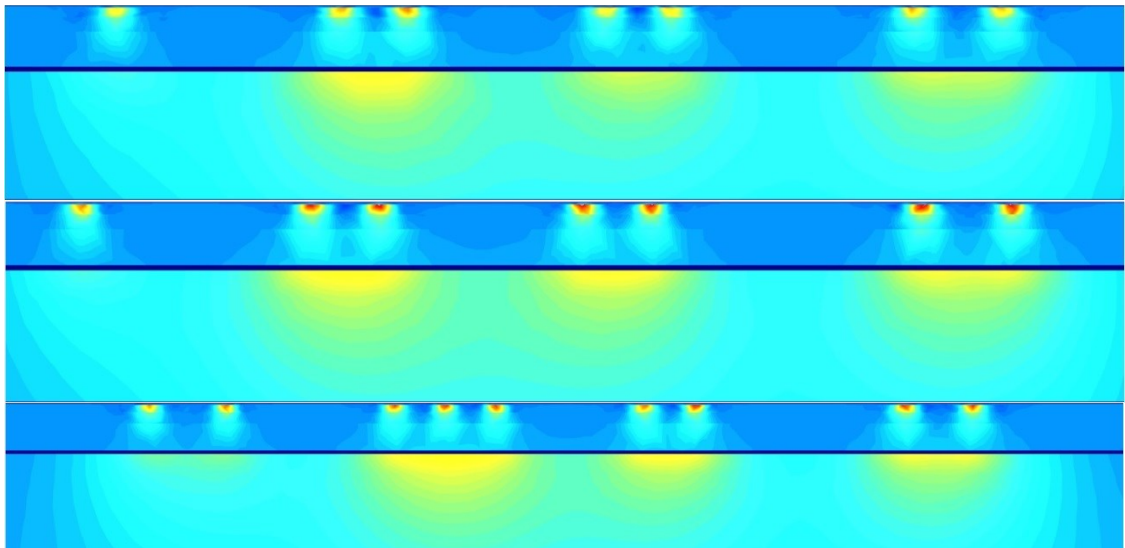
Kuvasta 67 havaitaan, että ajoneuvojen kokonaisvaikutus pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen jakaumaan on vähäinen. Ylempänä tierakenteessa yksittäisen akselin vaikutus syntyvään jännitystilaan korostuu: jännitys on sitä korkeampi, mitä enemmän akselilla ja pyörillä on kuormaa. Jännityksen maksimiarvo näyttääkin määräytyvän juuri kuormittavimman yksittäisen pyörän perusteella: 7-akselisesta 64 tonnin ajoneuvoyhdistelmästä aiheutuvat jännitykset ovat rakenteen yläosassa selvästi suurempia kuin 60-tonnisen ajoneuvon kohdalla, sillä 64-tonnisen yhdistelmän pyörille tulee enemmän kuormaa. Sen sijaan alempana tierakenteessa ja pohjamaassa on havaittavissa telirakenteiden kohdalla myös lievää yhteisvaikutusta, jota havainnollistetaan kuvassa 68. Telissä lähekkäin sijaitsevien akselien välillä alkaa näkyä yhteisvaikutusta jakavan kerroksen alaosaan alaspäin mentäessä. Suurimmillaan yhteisvaikutus on suodatinker-

roksen alaosa, jossa jännitys on noin 3–7 kPa korkeampi kuin telirakenteen vaikutusalueen ulkopuolella. Telirakenteissa olevien akseleiden välisiin etäisyyksiin (alle 1,5 metriä) verrattuna kauempana toisistaan sijaitsevilla akseleilla ei sen sijaan näytä olevan merkittävää yhteisvaikutusta syntyvään jännitysjakaumaan.

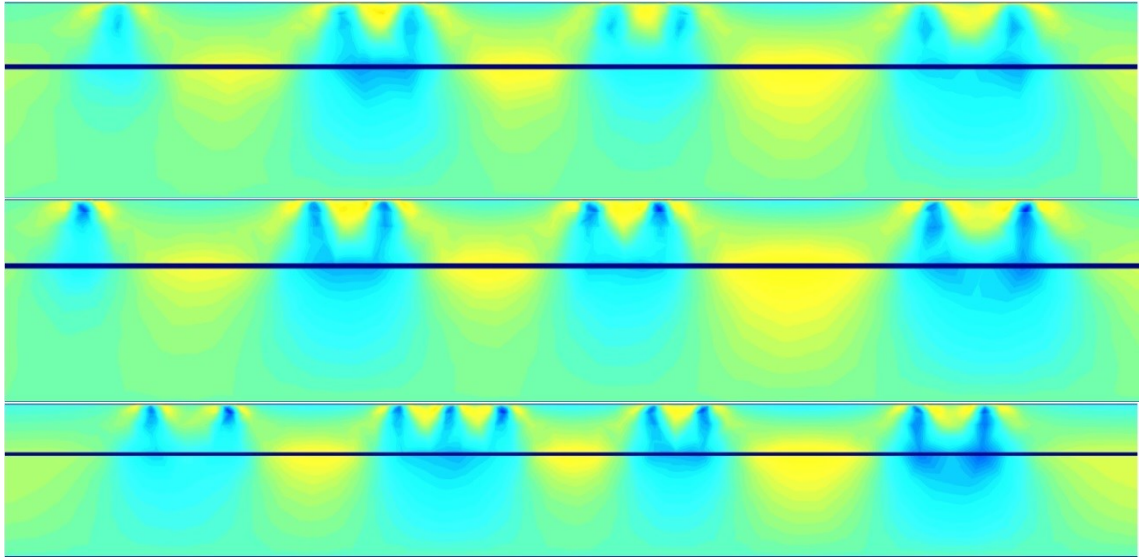


Kuva 68: Akseleiden yhteisvaikutus tehokkaan pystysuuntaisen jännityksen jakaumaan. Kuormitustapauksena 9-aks. 76 t ajoneuvo ja 0,4AB-rakenne. Kuvassa näkyviä jännitysarvoja on skaalattu, jotta pienemmät erot saadaan näkyviin. Rakennekerrosten tai pohjamaan väreissä näkyvissä kohdissa jännitys ylittää suurimmaksi näytettäväksi jännitysarvoksi määritellyn arvon -35 kPa.

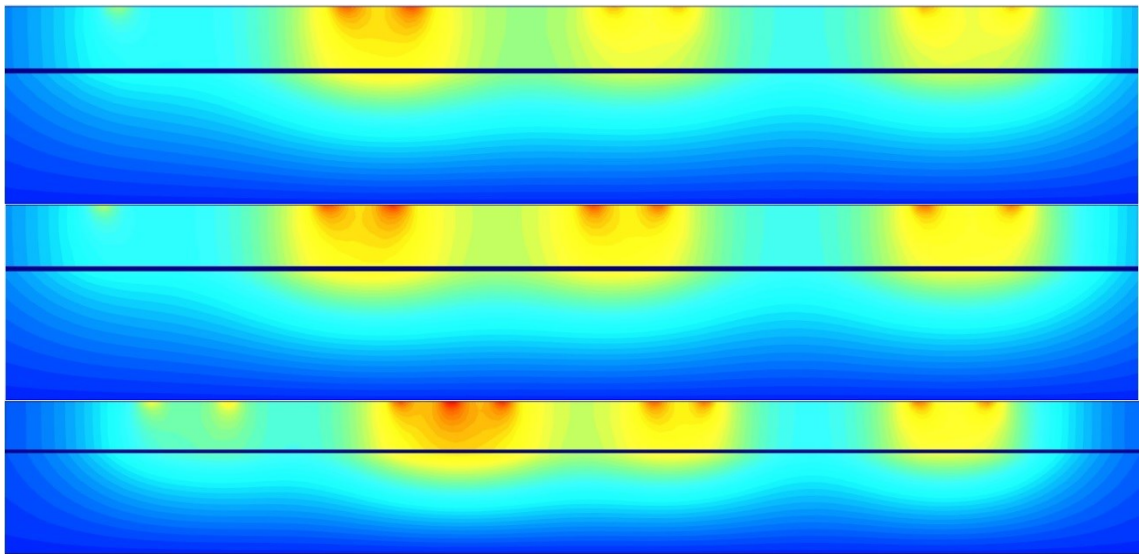
Jännitysjakaumasta poiketen ajoneuvoilla näyttää olevan merkittävä kokonaisvaikutus tierakenteen ja pohjamaan pysty- ja vaakasuuntaisten muodonmuutosten sekä pystysuuntaisen siirtymän kannalta. Myös näiden suureiden osalta vasteiden maksimiarvot määräytyvät pitkälti yksittäisten akselien tai teliakselien aiheuttamien rasitusten perusteella. Erityisesti telirakenteen akseleilla on kuitenkin merkittävä yhteisvaikutus etenkin pohjamaan vasteiden kannalta, joskin selvää yhteisvaikutusta on havaittavissa myös tien rakennekerroksissa. Ajoneuvon kokonaisvaikutuksen korostuminen pohjamaassa johtuu todennäköisesti siitä, että näissä tarkasteluissa pohjamaa on ollut pehmeää savea ja pohjavedenpinta on ollut samassa tasossa pohjamaan yläpinnan kanssa. Pysty- ja vaakasuuntaisen muodonmuutoksen sekä pystysuuntaisen siirtymän jakaumavertailut esitetään kuvissa 69–71.



Kuva 69: Pystysuuntaisen muodonmuutoksen jakaumia 0,4AB-rakenteessa ja pohjamaassa. Ylhäällä 7-aks. 60 t, keskellä 7-aks. 64 t ja alhaalla 9-aks. 76 t.



Kuva 70: Vaakasuuntaisen muodonmuutoksen jakaumia 0,4AB-rakenteessa ja pohjamaassa. Ylhäällä 7-aks. 60 t, keskellä 7-aks. 64 t ja alhaalla 9-aks. 76 t.



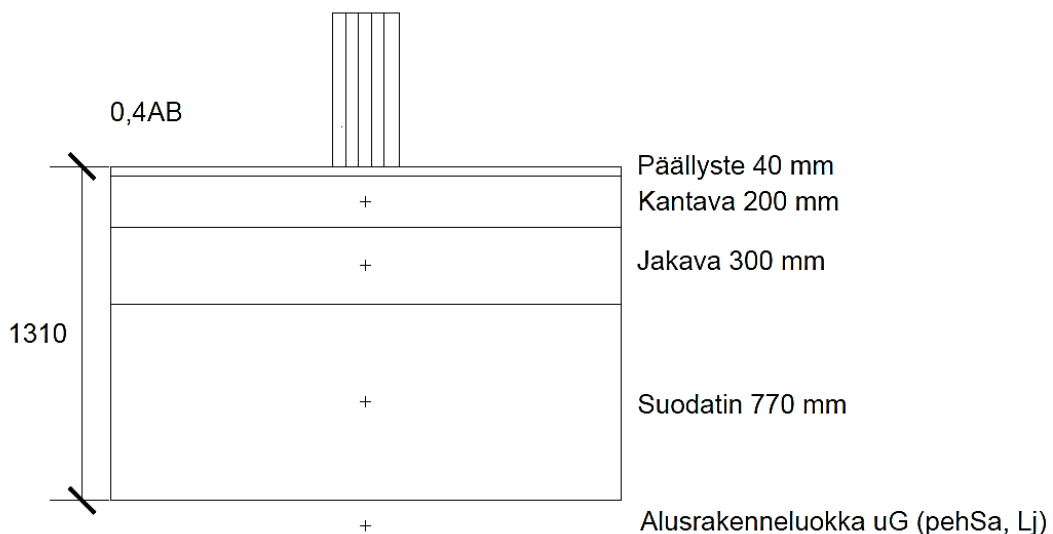
Kuva 71: Pystysuuntaisen hetkellisen siirtymän jakaumia 0,4AB-rakenteessa ja pohjamaassa. Ylhäällä 7-aks. 60 t, keskellä 7-aks. 64 t ja alhaalla 9-aks. 76 t.

Tierakenteen vasteiden kannalta ajoneuvoyhdistelmiä voidaan tarkastella kahdesta eri näkökulmasta: maksimivasteiden kannalta ja kokonaisvaikutuksen kannalta. Tierakenteiden suunnittelun kannalta keskeisessä asemassa ovat kuormitusvasteiden maksimiarvot, jotka näyttävät määräytyvän pitkälti yksittäisen akselin tai telin ja edelleen pyöräkuorman suuruuden perusteella, eikä niinkään ajoneuvon kokonaismassan perusteella. Heikon ja vedellä kyllästyneen koheesiopohjamaan tapauksessa ajoneuvokokonaisuudella näyttää kuitenkin olevan merkittävä kokonaisvaikutus etenkin pohjamaan vasteisiin muodonmuutosten sekä pystysuuntaisen siirtymän osalta. Kokonaisvaikutuksen merkitys todennäköisesti korostuisi huomattavasti, jos ajoneuvokuorman liikkuminen voitaisiin huomioida – vedellä kyllästyneeseen pohjamaahan voi liikkuvan kuorman tapauksessa muodostua huomattavia huokosvedenpaineita. Ajoneuvokokonaisuuksien tarkasteluun liittyy kuitenkin useita laskennallisia ongelmia, minkä vuoksi niiden tarkastelu tässä työssä jäi pintapuoliseksi.

Maksimivasteiden kannalta on oleellista kuinka ajoneuvon kokonaismassa jakautuu ajoneuvon akseleille ja teleille sekä minkälainen rengastus ajoneuvossa on. Erilaisia ajoneuvoja puolestaan on lukematon määrä, ja niiden teknisiin ominaisuuksiin kuten akselikonfiguraatioon sekä massan jakautumiseen vaikuttaa esimerkiksi käyttötarkoitus. Mallinnustutkimusta hankaloittaa myös ajoneuvoyhdistelmien suuri koko: tyypillisesti ajoneuvoyhdistelmät ovat noin 20–25 metriä pitkiä, jolloin niitä kuvaavan mallinkin on oltava huomattavasti isompi kuin esimerkiksi yksittäistä teliä kuvaavan mallin. Mallin koon kasvaessa laskenta-aika pitenee huomattavasti ja laskentatarkkuus heikkenee. Erilaisten ajoneuvojen keskinäinen vertailu mallintamalla on siis hankalaa, ja tarkempi tutkimus vaatisi tiivistä yhteistyötä esimerkiksi ajoneuvovalmistajien kanssa teknisen datan saamiseksi. Aiheen tutkiminen voitaisiin olla järkevämpää tehdä esimerkiksi mittaustutkimuksena todellisia ajoneuvoja vertaamalla.

7.2 Yksittäisestä telirakenteesta aiheutuvat vasteet

Tämän työn painopiste oli kokonaisten ajoneuvojen tai ajoneuvoyhdistelmien sijaan 2-akselisen sekä 3-akselisen telin tutkimisessa, sillä niihin liittyvät massa-, mitta- ja rengastustiedot on yksiselitteisemmin määritelty asetuksessa ajoneuvojen käytöstä tiellä kuin ajoneuvojen osalta. Asetusmuutoksen vaikutus näkyy lopulta akselien lukumäärän sekä teliakselien massojen kasvamisessa, sillä yksittäisakseli ei saa uuden asetuksen myötä painaa sen enempää kuin aiemminkaan. Telien osalta tutkittiin muutoksia jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäjakaumissa tietyn vertailurenkaan alla. Nämä vertailukohdat selviävät liitteestä 5. Vertailukohdan alueelta piirrettiin tierakenteen ja pohjamaan yläosan kattavat jännitys-, muodonmuutos- sekä siirtymäkuvaajat telimassojen kasvun vaikutusten vertailemiseksi. Nämä alalukuihin 7.2–7.2.7 liittyvät kuvaajat esitetään liitteissä 7–15. Lisäksi tehtiin tarkempaa vertailua pystysuuntaisesta siirtymästä ja vaakasuuntaisesta muodonmuutoksesta pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona pistemäisesti sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa tarkastelurenkaan alla. Tarkastelupisteiden sijainti esitetään kuvassa 72, ja niihin liittyvät analyysit alaluvuissa 7.2–7.2.7. Alaluvuissa 7.2.1–7.2.7 on tehty herkkyystarkasteluja 3-akselisen 27 tonnin telin sekä 0,4AB-rakenteen tapauksissa. Herkkyystarkasteluissa keskityttiin näihin sen takia, että 27 tonnin teli on raskain sallittu telirakenne ja 0,4AB-rakenteessa taas kuormitusvaikutukset ovat suurimmillaan.



Kuva 72: Tutkimuspisteet sitomattomien kerrosten puolivälissä sekä pohjamaassa 100 mm suodatinkerroksen alapinnan alapuolella.

Kuvaajien tulkinta

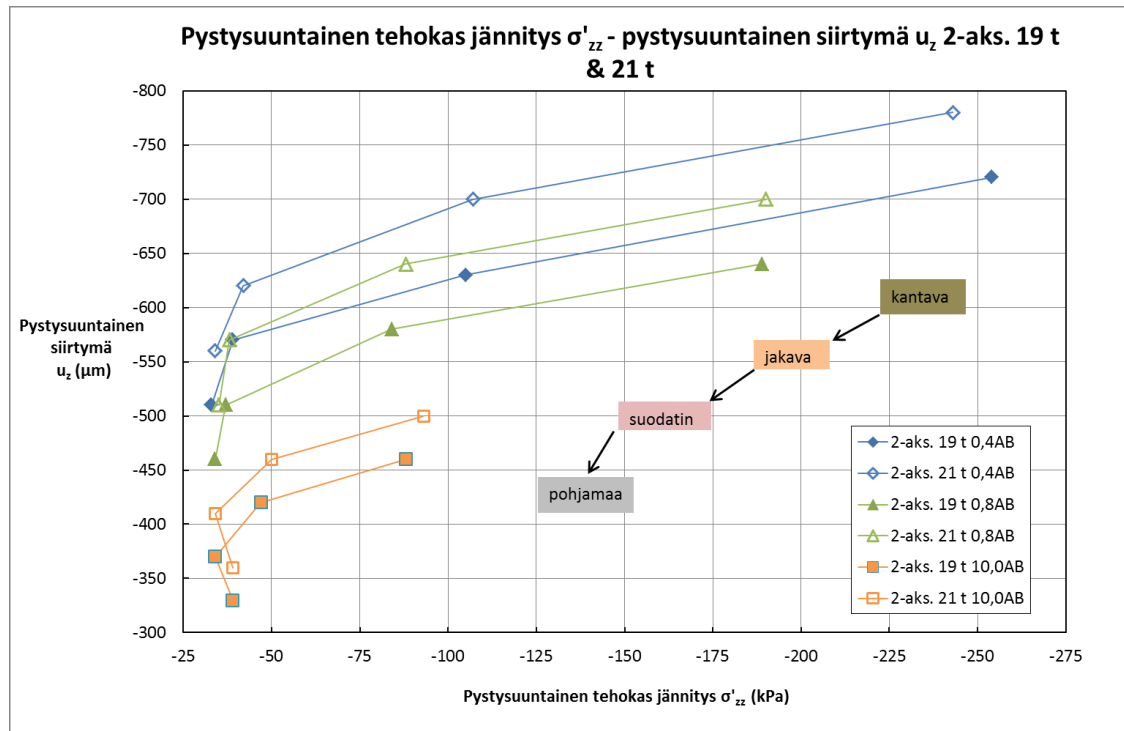
Alaluvuissa 7.2–7.2.7 esitetyissä kuvaajissa on tarkasteltu eri tekijöiden vaikutuksia pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen, pystysuuntaisen siirtymän sekä vaakasuuntaisen muodonmuutoksen suhteen. Näissä kuvaajissa vasteet on esitetty pistemäisinä arvoina tarkastelurenkaan alla kunkin sitomattoman kerroksen keskipisteessä sekä 100 millimetrin syvyydellä pohjamaassa. Kussakin pistejanassa tarkastelupisteet ovat samassa järjestyksessä janan vasemmasta päästä alkaen: pohjamaa, suodatinkerros, jakava kerros ja kantava kerros. Tarkastelupisteiden järjestystä on havainnollistettu erikseen myös kuvissa 73 ja 74.

Liitteiden 7–15 kuvaajissa pystysuuntaista jännitystä, pysty- ja vaakasuuntaista muodonmuutosta sekä pystysuuntaista siirtymää on tarkasteltu vastaavan tarkastelurenkaan alla syvyyden funktiona.

2-akseliset 19 ja 21 tonnin telit 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden tapauksissa

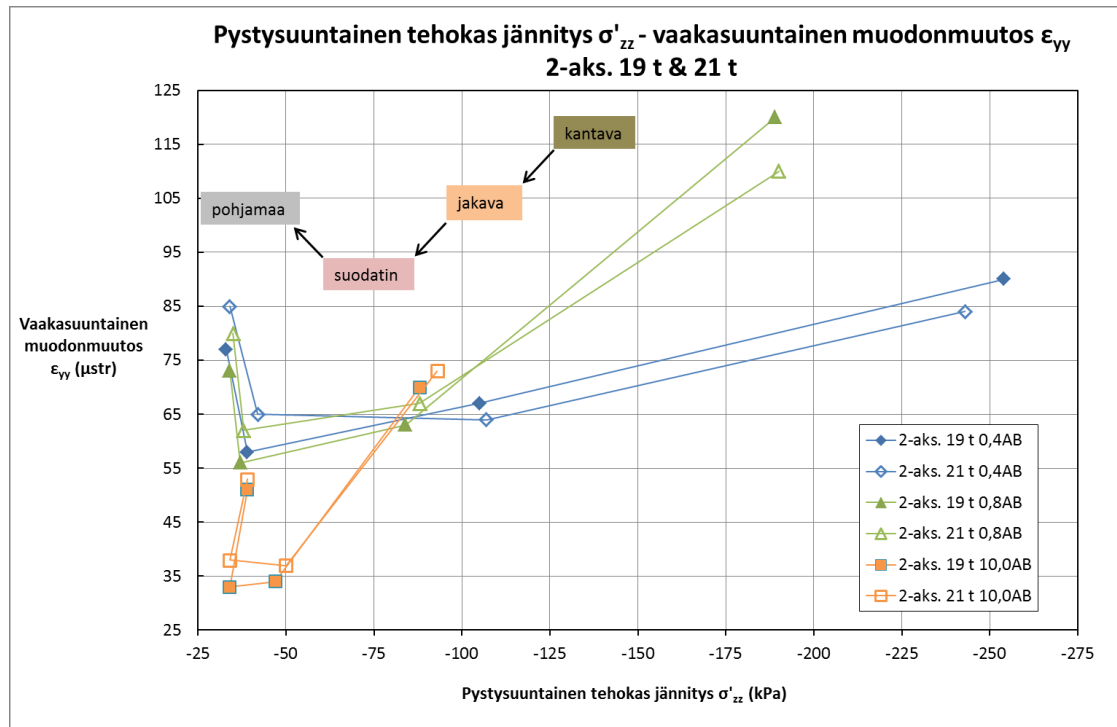
Kuvassa 73 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 74 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 2-akselisten telien sekä 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden tapauksissa. Kahden tonnin massalisäyksen ohella olennainen uuden asetuksen tuoma muutos on siirtyminen paripyöriin molemmissa akseleissa. Tässä tutkimuksessa verrattiin vasteita 19 tonnin telin yksittäispyörän ja 21 tonnin telin paripyörän alla. Kuvasta 73 havaitaan, että 2-akselisen telin kokonaismassan kasvaessa kasvaa myös pystysuuntainen siirtymä selvästi kaikkien rakennevaihtoehtojen tapauksissa. 0,4AB-rakenteessa 21 tonnin telistä aiheutuva suurin pystysuuntainen siirtymä on noin 8–11 % suurempi kuin 19 tonnin telin tapauksessa. Vastaavasti 0,8AB-rakenteessa siirtymä kasvaa noin 9–12 % ja 10,0AB-rakenteessa 9–11 %. 0,8AB-rakenteessa siirtymä on noin 8–10 % ja 10,0AB-rakenteessa noin 34–36 % pienempi kuin 0,4AB-rakenteessa.

Tehokas pystysuuntainen jännitys muuttuu suhteellisesti vähemmän: 0,4AB-rakenteen tapauksessa jännitys jopa pienenee kantavassa kerroksessa noin 4 %. Muissa kerroksissa pystysuuntainen jännitys sen sijaan kasvaa noin 2–8 %. 0,8AB-rakenteen tapauksessa jännitys kasvaa kerroksesta riippuen noin 1–5 %. 10,0AB-rakenteen tapauksessa jännitys kasvaa kantavassa ja jakavassa kerroksessa noin 6 %, mutta suodatinkerroksen ja pohjamaan jännitysarvoihin massan lisäys tai siirtyminen paripyöriin ei vaikuta. Jännityksen pieneneminen 0,4AB-rakenteen yläosassa viittaa siihen, että paripyöriin siirtyminen kompensoi kokonaismassan kasvamista. 0,8AB ja 10,0AB rakenteet jakavat kuormituksen tehokkaammin paksumpien rakennekerrosten takia, eikä siirtyminen paripyöriin tuota niissä samanlaista vaikutusta kuin heikommassa 0,4AB-rakenteessa. Pystysuuntainen jännitys on 0,8AB-rakenteessa noin 10–22 % ja 10,0AB-rakenteessa noin 19–62 % pienempi kuin 0,4AB-rakenteessa.



Kuva 73: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 2-akselisten 19 ja 21 tonnin telien tapauksissa.

Kuvasta 74 havaitaan, että vaakasuuntainen muodonmuutos pienenee 0,4AB-rakenteen kantavassa kerroksessa noin 7 % ja jakavassa kerroksessa noin 4% sekä 0,8AB-rakenteen kantavassa kerroksessa noin 8 %. Myös tämä viittaa siihen, että siirtyminen paripyöriin vähentää tierakenteen yläosaan kohdistuvia rasituksia ja muodonmuutoksia, vaikka massa samalla kasvaakin kahdella tonnilla. Sen sijaan alempana tierakenteessa vaakasuuntainen muodonmuutos kasvaa noin 10–12 % 0,4AB-rakenteessa ja noin 6–11 % 0,8AB-rakenteessa. 10,0AB-rakenteessa muodonmuutos kasvaa noin 4–15 % kerroksesta riippuen. 0,8AB-rakenteen kantavassa kerroksessa muodonmuutokset ovat noin 31 % ja jakavassa kerroksessa noin 5 % suurempia kuin 0,4AB-rakenteessa. Tämän selittää 0,4AB-rakenteen yläosassa vallitseva korkeampi jännitystila; korkeammassa jännityksessä materiaali toimii suuremmalla moduulilla. Sen sijaan muissa 0,8AB-rakenteen kerroksissa vaakasuuntainen muodonmuutos on noin 5–6 % pienempi kuin 0,4AB-rakenteessa. Vastaavasti muodonmuutokset 10,0AB-rakenteessa ovat noin 13–42 % pienempiä kuin 0,4AB-rakenteessa.

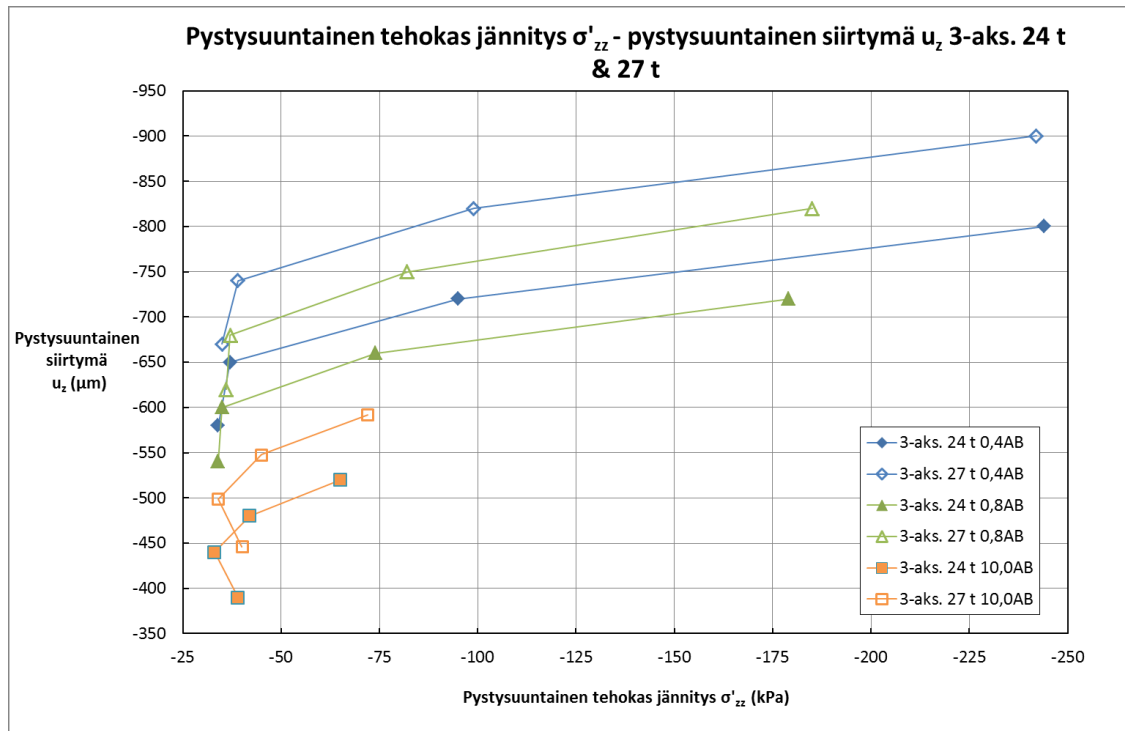


Kuva 74: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 2-akselisten 19 ja 21 tonnin telien tapauksissa.

Myös liitteen 7 kuvaajista havaitaan, että kokonaismassan kasvaminen vaikuttaa erityisesti tierakenteen alaosan ja pohjamaan muodonmuutoksia lisäävästi, ylempänä tierakenteessa sen sijaan vaikutus voi olla jopa päinvastainen paripyöriin siirtymisen takia. Pystysuuntainen siirtymä kuitenkin kasvaa yksiselitteisesti kokonaismassan noustessa. Noin metrin syvyydestä alaspäin pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen arvoissa ei ole havaittavissa merkittäviä eroja eri tierakenteiden välillä.

3-akseliset 24 ja 27 tonnin telit 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden tapauksissa

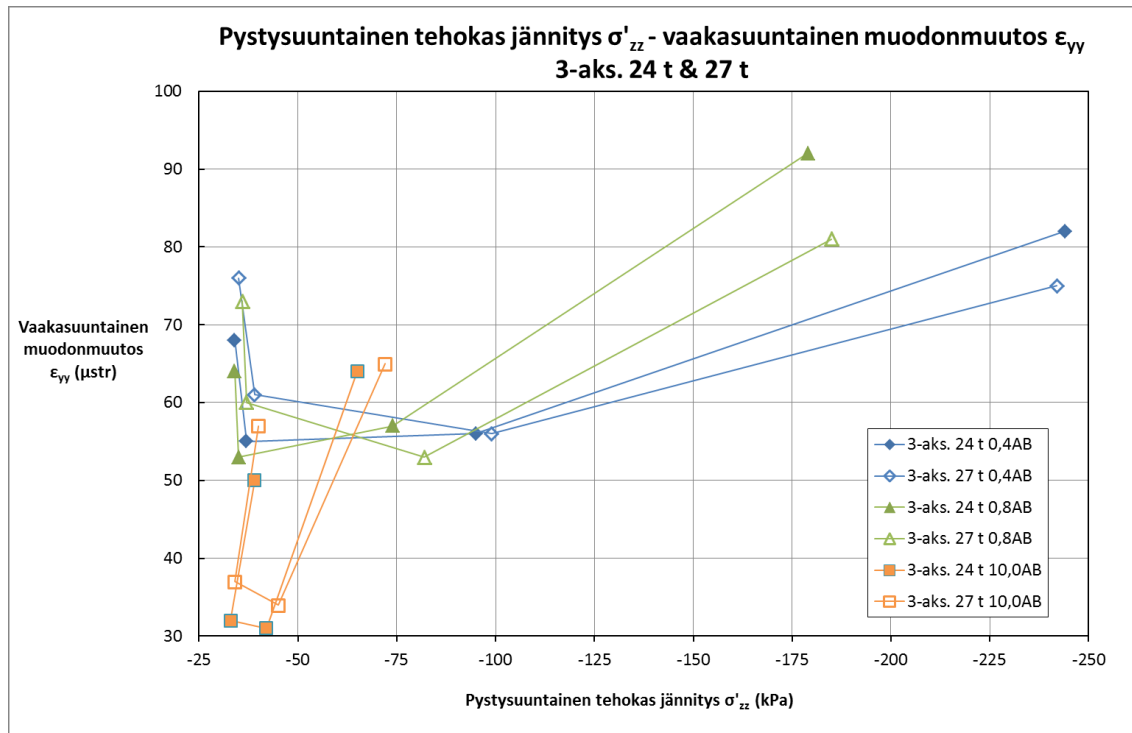
Kuvassa 75 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 76 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteissa. Asetusmuutoksen myötä telimassa kasvaa kolmella tonnilla ja vähintään kahdella akselilla on oltava paripyörät. Tässä tutkimuksessa vertailtiin telin keskimmäistä akselia, joka 24 tonnin telin tapauksessa oli yksittäispyöräakseli ja 27 tonnin tapauksessa paripyöräakseli. Kuvasta 75 havaitaan, että kokonaismassan kasvamisen myötä kasvaa myös siirtymä kaikissa rakennetyypeissä. 0,4AB-rakenteessa suurin 27 tonnin telistä aiheutuva siirtymä on noin 13–16 % suurempi kuin 24 tonnin telin tapauksessa. Vastaavasti 0,8AB-rakenteessa siirtymä kasvaa noin 13–15 % ja 10,0AB-rakenteessa noin 13–14 %. 0,8AB-rakenteessa siirtymä on noin 7–9 % ja 10,0AB-rakenteessa noin 33–34 % pienempi kuin 0,4AB-rakenteessa.



Kuva 75: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten 24 ja 27 tonnin telien tapauksissa.

Vaikutus tehokkaaseen pystysuuntaiseen jännitykseen on pienempi: 0,4AB-rakenteen tapauksessa jännitys pienenee kantavassa kerroksessa noin 1 % ja muissa kerroksissa se taas kasvaa noin 3–5 %. Sekä 0,8AB-rakenteen että 10,0AB-rakenteen tapauksessa jännitys kasvaa kerroksesta riippuen noin 3–11 %. Jännityksen pieneminen 0,4AB-rakenteen yläosassa viittaa siihen, että paripyöriin siirtyminen kompensoi kokonaismassan kasvamista tierakenteen yläosassa ohuen päällysteen tapauksessa. Tierakenteen alaosan jännitykset sen sijaan kasvavat kokonaismassan kasvamisen myötä kaikissa rakennetapauksissa noin 3–6 %. 0,8AB-rakenteessa jännitykset ovat noin 5–24 % ja 10,0AB-rakenteessa noin 13–70 % pienempiä kuin 0,4AB-rakenteessa.

Kuvasta 76 havaitaan, että vaakasuuntainen muodonmuutos pienenee 0,4AB-rakenteen kantavassa kerroksessa noin 9 %. 0,8AB-rakenteessa vaakasuuntainen muodonmuutos pienenee kantavassa kerroksessa noin 12 % ja jakavassa kerroksessa noin 7 %. Muodonmuutosten pieneminen ohutpäällysteisten rakenteiden yläosassa viittaa paripyöriin siirtymisen kompensoivan massan nousua. Alempana 0,4AB-rakenteessa muodonmuutos kasvaa noin 11–12 % ja 0,8AB-rakenteessa noin 13–14 %. 10,0AB-rakenteessa muodonmuutos kasvaa kerroksesta riippuen noin 2–16 %. 0,8AB-rakenteen kantavassa kerroksessa muodonmuutokset ovat noin 8 % suurempia kuin 0,4AB-rakenteessa. Tämä selittyy 0,4AB-rakenteen yläosassa vallitsevalla korkeammalla jännityksellä, jonka johdosta materiaali toimii suuremmalla moduulilla. Muissa 0,8AB-rakenteen kerroksissa muodonmuutos on 2–5 % pienempi kuin 0,4AB-rakenteessa. 10,0AB-rakenteessa puolestaan muodonmuutokset ovat noin 13–39 % pienempiä kuin 0,4AB-rakenteessa.



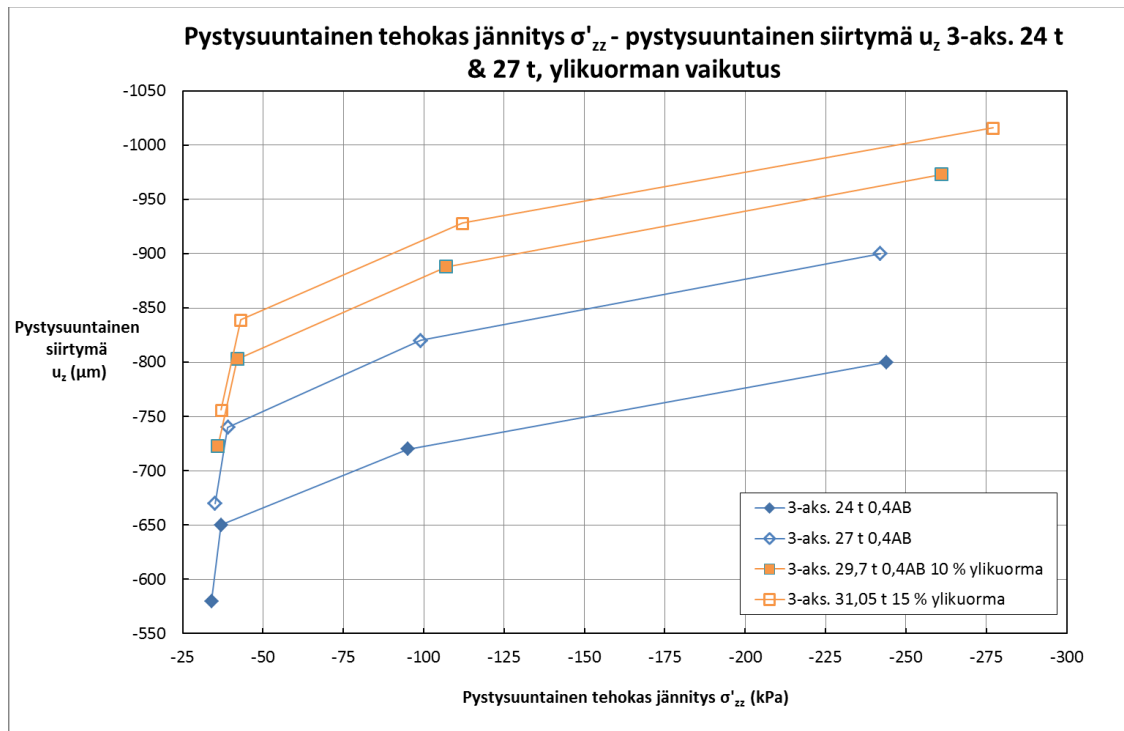
Kuva 76: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB-rakenteiden sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten 24 ja 27 tonnin telien tapauksissa.

Liitteen 8 kuvaajista voidaan päätellä kokonaismassan kasvamisen lisäävän erityisesti tierakenteen alaosan ja pohjamaan muodonmuutoksia. Myös 3-akselisten telien osalta on nähtävissä, että paripyöriin siirtyminen kompensoi massan kasvua ohutpäällysteisten rakenteiden yläosassa. Pystysuuntaisen siirtymän osalta on kuitenkin havaittavissa selkeä trendi: korkeampi kokonaismassa johtaa yksiselitteisesti suurempaan siirtymään. Noin 0,95 metrin syvyydestä alaspäin pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen arvoissa ei ole havaittavissa merkittäviä eroja eri tierakenteiden välillä.

7.2.1 Ylikuorman vaikutus

Ylikuorman osalta tarkasteltiin 10 % ja 15 % ylikuorman vaikutusta 27 tonnin kolmiakselisen telin tapauksessa. Kuvassa 77 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 78 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa. Kuvasta 77 havaitaan, että ylikuorma kasvattaa sekä vallitsevaa tehokasta pystysuuntaista jännitystä että pystysuuntaista siirtymää. 27 tonnin teliin verrattuna 10 % ylikuorma aiheuttaa tien rakennekerrokseen noin 8 % ja pohjamaanhan noin 3 % suuremman jännityksen. Pystysuuntainen siirtymä kasvaa noin 8–9 %. 24 tonnin teliin verrattuna 10 %:lla ylikuormattu eli 29,7 tonnin teli aiheuttaa rakennekerrokseen noin 7–14 % ja pohjamaanhan noin 6 % suuremman jännityksen. Siirtymä sen sijaan kasvaa tässä tapauksessa noin 22–25 % tarkastelupisteestä riippuen.

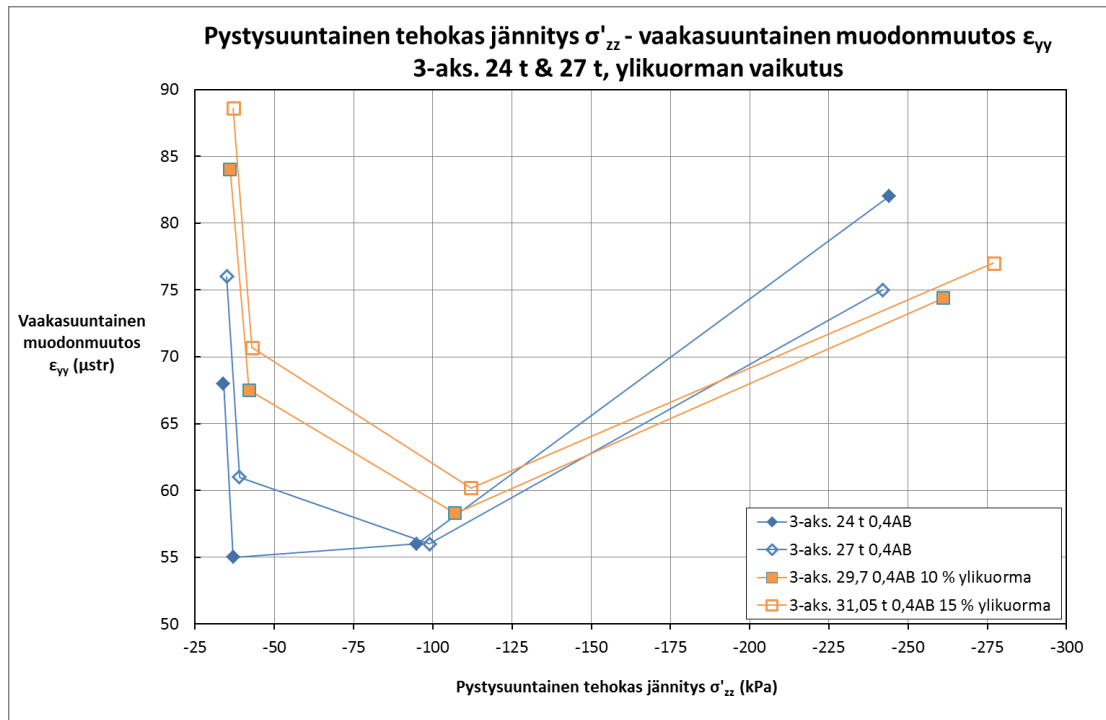
15 %:lla ylikuormattu eli 30,05 tonnin teli puolestaan aiheuttaa 27 tonnin teliin verrattuna tien rakennekerrokseen noin 10–14 % ja pohjamaanhan noin 6 % suuremman jännityksen. Siirtymä kasvaa noin 13 % tierakenteessa ja pohjamaassa. 24 tonnin teliin verrattuna jännitys tien rakennekerroksissa kasvaa noin 14–18 % ja pohjamaassa noin 9 %. Pystysuuntainen siirtymä kasvaa noin 27–30 % tarkastelupisteestä riippuen. Tulokset viittaavat ylikuorman kasvattavan selkeästi tierakenteeseen aiheutuvia jännityksiä ja siirtymiä.



Kuva 77: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – ylikuorman vaikutus.

Kuvasta 78 havaitaan, että ylikuormalla on kaksisuuntainen vaikutus vaakasuuntaisen muodonmuutoksen suhteen. 27 tonnin teliin verrattuna 29,7 tonnin teli aiheuttaa kantavassa kerroksessa noin prosentin pienemmän vaakasuuntaisen muodonmuutoksen, kun taas muissa rakennekerroksissa ja pohjamaassa muodonmuutos kasvaa noin 4–11 %. 24 tonnin teliin verrattuna sen sijaan 29,7 tonnin teli aiheuttaa noin 9 % pienemmän vaakasuuntaisen muodonmuutoksen kantavassa kerroksessa. Jakavassa kerroksessa muodonmuutos sen sijaan kasvaa noin 4 % ja suodatinkerroksessa sekä pohjamaassa noin 23–24 %.

15 %:lla ylikuormattu eli 30,05 tonnin teli puolestaan aiheuttaa 27 tonnin teliin verrattuna kantavassa noin 3 %, jakavassa noin 8% ja suodatinkerroksessa sekä pohjamaassa noin 16–17 % suuremman vaakasuuntaisen muodonmuutoksen. 24 tonnin teliin verrattuna kantavan kerroksen muodonmuutos on kuitenkin noin 6 % pienempi. Jakavassa kerroksessa muodonmuutos sen sijaan kasvaa noin 8 % ja suodatinkerroksessa sekä pohjamaassa noin 29–30 %. Tulokset viittaavat siihen, että rakenteen yläosassa kevyemmällä yksittäispyörällä on suurempi kuormitusvaikutus kuin raskaammalla paripyörällä. Rakenteen alaosan ja pohjamaan kannalta sen sijaan rengastyypillä ei ole samanlaista vaikutusta: ylikuorma tai suurempi kuorma yleensäkin aiheuttaa merkittävästi suurempia muodonmuutoksia sekä selkeästi suuremman jännitystason kevyempään pyörään verrattuna.



Kuva 78: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – ylikuorman vaikutus.

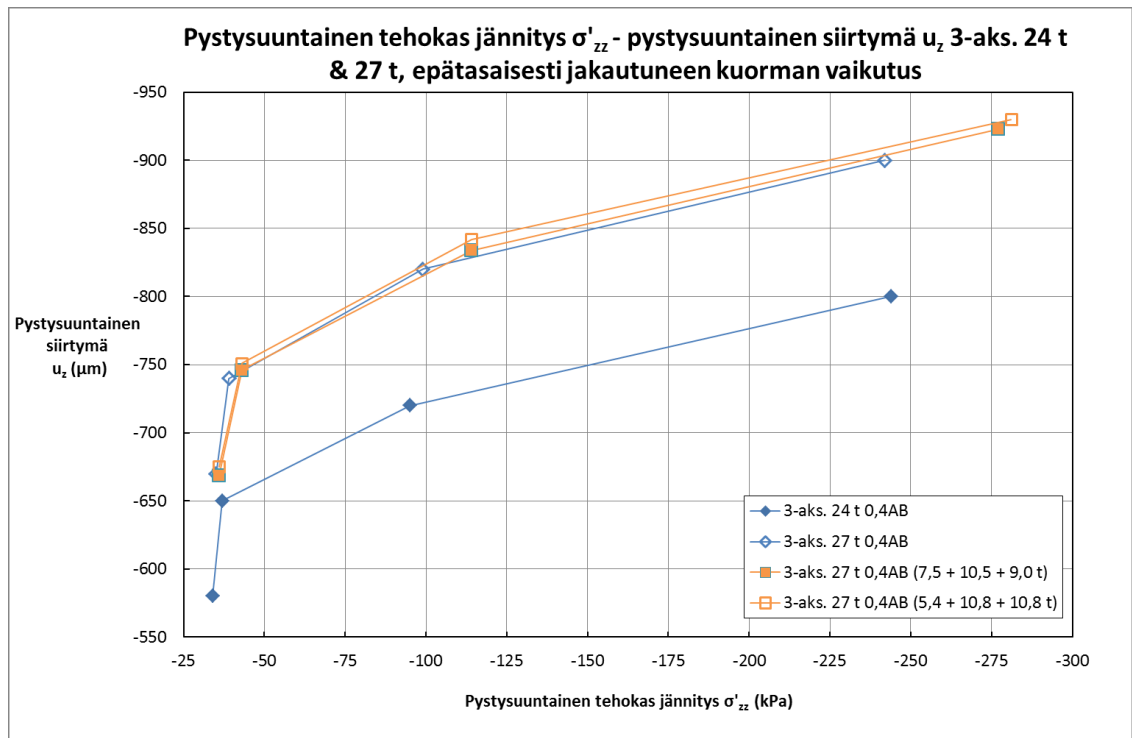
Myös liitteen 9 kuvaajista on selkeästi havaittavissa, että ylikuorma kasvattaa tierakenteessa vallitsevaa jännitystilaa, pystysuuntaista siirtymää sekä erityisesti tierakenteen alaosan ja pohjamaan muodonmuutoksia. Vaakasuuntaisen muodonmuutoksen osalta on kuitenkin nähtävissä, että paripyörään siirtyminen pienentää kantavan kerroksen vaakasuuntaisia muodonmuutoksia yksittäispyörään nähden, vaikka paripyörä onkin kuormaltaan suurempi.

7.2.2 Epätasaisesti jakautuneen kuorman vaikutus

Eri akseleille epätasaisesti jakautuneen kuorman osalta tarkasteltiin kahden massajakau-
man vaikutusta 27 tonnin kolmiakselisen telin tapauksessa. Tarkasteltavat jakaumat olivat 7,5 + 10,5 + 9,0 tonnia sekä 5,4 + 10,8 + 10,8 tonnia verrattuna tasaisesti jakautuneisiin kokonaismassoihin. Kuvassa 79 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 80 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa. Kuvasta 79 havaitaan, että kokonaismassan epätasainen jakautuminen vaikuttaa merkittävästi syntyvään jännitystilaan, mutta ei niinkään aiheutuvaan pystysuuntaiseen siirtymään. Tasaisesti jakautuneeseen 27 tonnin kuormaan verrattuna ensin mainittu jakauma aiheuttaa rakennekerroksissa noin 10–14 % ja pohjamaassa noin 3 % korkeamman pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen, mutta vain noin 0–3 % suuremman pystysuuntaisen siirtymän. 24 tonnin teliin verrattuna jännitykset ovat noin 14–20 % korkeampia rakennekerroksissa ja noin 6 % korkeampia pohjamaassa. Pystysuuntaiset siirtymät ovat noin 15–16 % suurempia tämän epätasaisen massajakau-
man kuin 24 tonnin telin tapauksessa.

Toisen epätasaisen jakauman, jossa yksittäispyöräkseli kantaa vain puolet paripyöräkselin kuormasta, vaikutukset ovat samansuuntaisia. Tasaisesti jakautuneeseen 27 tonnin kuormaan verrattuna jännitys rakennekerroksissa on noin 10–16 % ja pohjamaassa noin 3 % suurempi. Pystysuuntainen siirtymä kasvaa sen sijaan vain noin

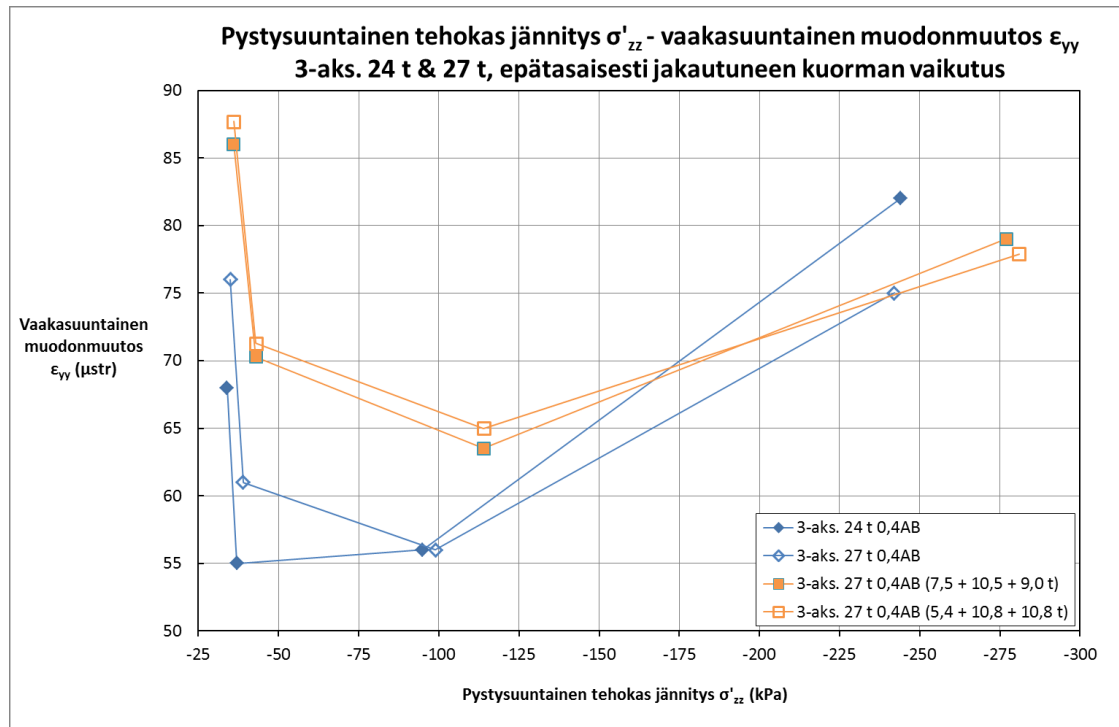
1–3 %. 24 tonnin teliin verrattuna jännitys rakennekerroksissa on noin 15–20 % ja pohjamaassa noin 6 % suurempi. Pystysuuntainen siirtymä on vastaavasti noin 16–17 % suurempi.



Kuva 79: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten teliin tapauksissa – epätasaisesti jakautuneen kuorman vaikutus.

Kuvasta 80 puolestaan havaitaan, että 27 tonnin tasaisesti jakautuneeseen kuormaan verrattuna kuorman epätasaisempi jakautuminen kasvattaa paitsi jännitysarvoja, myös vaakasuuntaisia muodonmuutoksia. 7,5 + 10,5 + 9,0 tonnin jakauman tapauksessa vaakasuuntaiset muodonmuutokset ovat noin 5–15 % suurempia tarkastelupisteestä riippuen tasaiseen jakaumaan verrattuna. 24 tonnin teliin verrattuna muodonmuutos kantavassa kerroksessa on noin 4 % pienempi, mutta muissa kerroksissa noin 13–28 % suurempi tarkastelupisteestä riippuen.

5,4 + 10,8 + 10,8 tonnin jakauman vaikutukset ovat samansuuntaisia. Tasaiseen 27 tonnin jakaumaan verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos on noin 4–17 % suurempi tarkastelupisteestä riippuen. 24 tonnin teliin verrattuna muodonmuutos kantavassa kerroksessa on noin 5 % pienempi, mutta muissa kerroksissa noin 16–30 % suurempi tarkastelupisteestä riippuen.



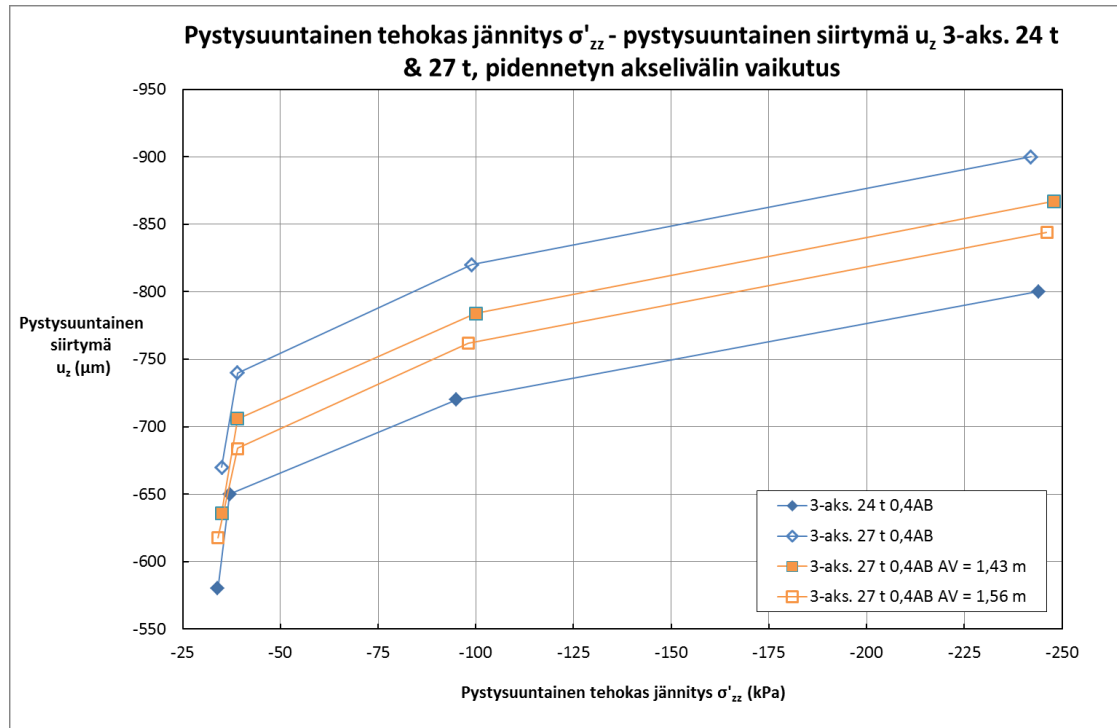
Kuva 80: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – epätasaisesti jakautuneen kuorman vaikutus.

Liitteen 10 kuvaajista voidaan tehdä samanlaisia päätelmiä: epätasaisesti jakautunut kuorma kasvattaa selvästi vallitsevaa tehokasta pystysuuntaista jännitystä sekä muodonmuutoksia erityisesti tierakenteen alaosissa ja pohjamaassa. Sen sijaan massan epätasainen jakautuminen ei vaikuta juurikaan pystysuuntaiseen siirtymään. Vaakasuuntaisen muodonmuutoksen osalta on nähtävissä kevyemmän yksittäispyörän aiheuttamat suuremmat vasteet kantavassa kerroksessa paripyörään verrattuna. Tulokset viittaavat siihen, että telikuorman jakautumistavalla akseleiden kesken on merkittävä vaikutus tierakenteeseen kohdistuvien jännitysten ja muodonmuutosten kannalta. Paripyöriin siirtyminen kompensoi muodonmuutoksia jossain määrin rakenteen yläosassa, mutta epätasaisen jakautumisen aiheuttamat korkeammat kuormituspiikit ovat selvästi haitallisia tierakenteen alaosan ja pohjamaan kannalta. Tulokset viittaavat myös siihen, että pystysuuntaisen siirtymän suuruuden kannalta suurin merkitys on kuorman suuruudella eikä niinkään sillä, miten se jakautuu eri akseleiden kesken.

7.2.3 Akselivälin vaikutus

Akselivälin osalta tarkasteltiin kahden suuremman akselivälin vaikutusta 27 tonnin kolmiakselisen telin tapauksessa. Tarkasteltavat akselivälit olivat 1,43 metriä (+10 %) sekä 1,56 metriä (+20 %) verrattuna alkuperäisiin 1,3 metrin akseliväleihin. Kuvassa 81 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 82 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa. Kuvasta 81 havaitaan, että akselivälin pidentäminen 10 %:lla vaikuttaa hyvin vähän jännitystilaan verrattuna 27 tonnin teliin: jännitys kasvaa kantavassa kerroksessa noin 2 %, jakavassa kerroksessa noin prosentin ja alempana tierakenteessa se pysyy jokseenkin ennallaan. Sen sijaan pystysuuntainen siirtymä on noin 4–5 % pienempi pidennetyllä akselivälillä kuin alkuperäisellä 27 tonnin telillä. 24 tonnin teliin verrattuna jännitys on noin 2–5 % ja pystysuuntainen siirtymä noin 8–10 % suurempi.

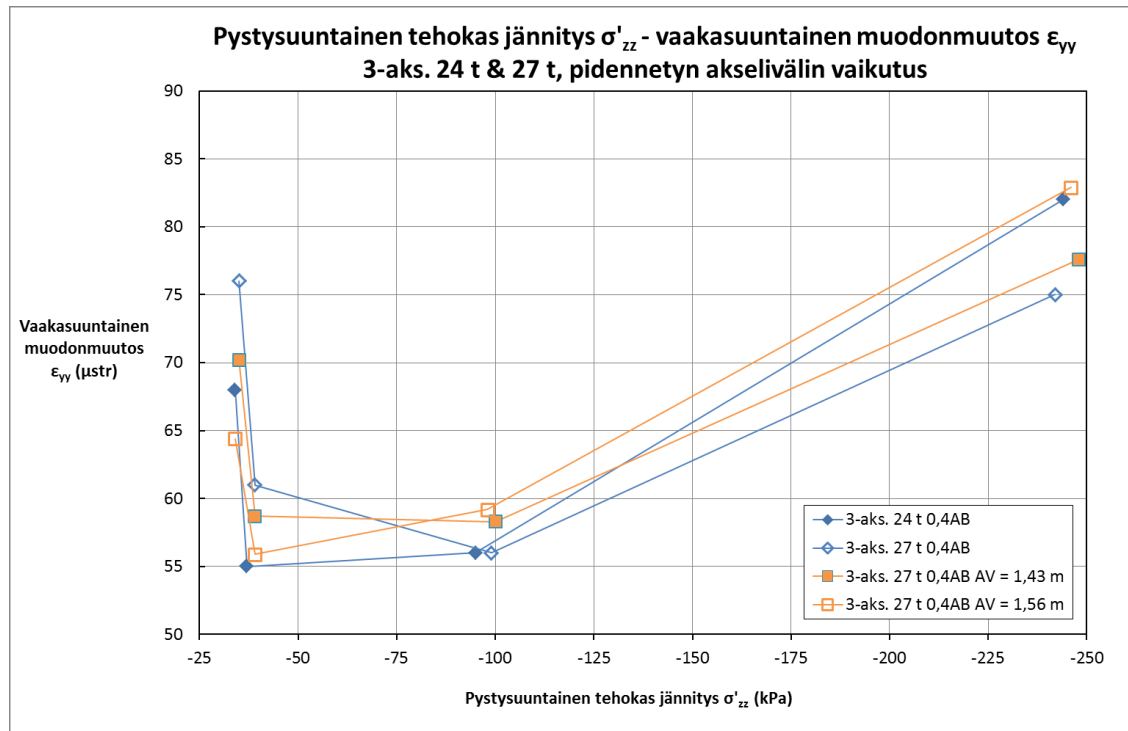
20 %:lla pidennetyn akselivälin eli 1,56 metrin akselivälin tapauksessa jännitys kantavassa kerroksessa kasvaa noin 2 %, mutta pienenee jakavassa kerroksessa noin prosentin ja pohjamaassa noin 3 %. Samaten pystysuuntainen siirtymä pienenee noin 6–8 % verrattuna 27 tonnin teliin. 24 tonnin teliin verrattuna jännitys on noin 1–5 % ja pystysuuntainen siirtymä noin 5–7 % suurempi. Akselivälin pidentäminen näyttää siis vaikuttavan jännitystilaan varsin vähän, mutta se selvästi pienentää pystysuuntaista siirtymää kuorman jakautuessa laajemmalle alueelle.



Kuva 81: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – pidennetyn akselivälin vaikutus.

Kuvasta 82 voidaan puolestaan havaita, että akselivälin pidentäminen näyttäisi lisäävän vaakasuuntaisia muodonmuutoksia rakenteen yläosassa, mutta vastaavasti pienentävän niitä rakenteen alaosassa. 10 %:lla pidennetyn akselivälin tapauksessa vaakasuuntainen muodonmuutos kasvaa kantavassa kerroksessa noin 3 % ja jakavassa kerroksessa noin 4 %, mutta pienenee suodatinkerroksessa noin 4 % ja pohjamaassa noin 8 % verrattuna alkuperäiseen 27 tonnin teliin. 24 tonnin teliin verrattuna muodonmuutos kantavassa kerroksessa on kuitenkin noin 5 % pienempi, mutta alempana tierakenteessa ja pohjamaassa noin 3–7 % suurempi tarkastelupisteestä riippuen.

20 %:lla pidennetyn eli 1,56 metrin akselivälin tapauksessa tulokset ovat samansuuntaisia. 27 tonnin teliin verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos kasvaa kantavassa kerroksessa noin 11 % ja jakavassa kerroksessa noin 6 %. Vastaavasti suodatinkerroksessa vaakasuuntainen muodonmuutos on noin 8 % ja pohjamaassa noin 15 % pienempi. 24 tonnin teliin verrattuna sen sijaan muodonmuutos kasvaa rakennekerroksissa noin 1–6 % tarkastelupisteestä riippuen ja pienenee vasta pohjamaassa noin 5 %.



Kuva 82: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – pidennetyn akselivälin vaikutus.

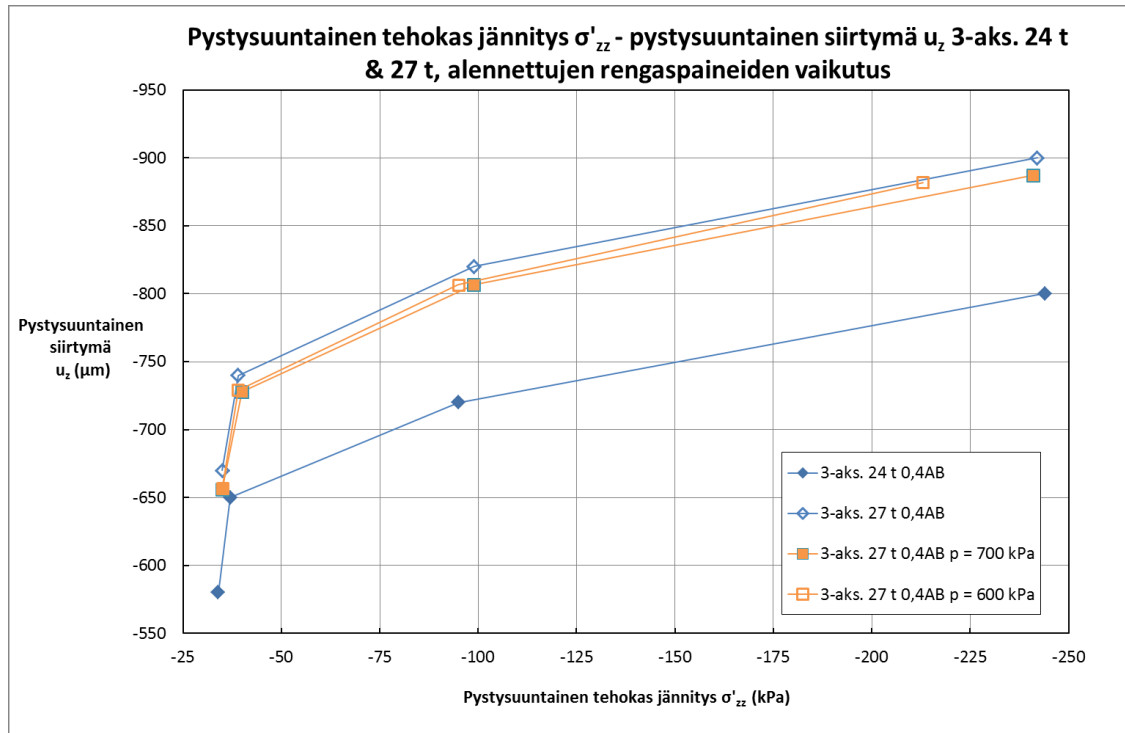
Myös liitteen 11 kuvaajista voidaan tehdä samansuuntaisia päätelmiä: akselivälin pidentäminen näyttää lisäävän rakenteen yläosaan aiheutuvia rasituksia ja muodonmuutoksia, mutta vastaavasti pienentävän niitä rakenteen alaosassa ja pohjamaassa. Akselivälin kasvaessa yksittäisen pyörän vaikutus näyttäisi korostuvan rakenteen yläosassa, kun pyörät ovat entistä kauempana toisistaan. Sen sijaan rakenteen alaosan kannalta kuorma jakautuu laajemmalle alueelle akselivälin kasvaessa, jolloin rasituksetkin vastaavasti pienenevät. Pystysuuntainen siirtymä näyttää selvästi pienenevän akselivälin kasvaessa, sillä tällöin kuorma jakautuu laajemmalle alueelle.

7.2.4 Rengaspaineiden vaikutus

Rengaspaineiden osalta tarkasteltiin kahden alhaisemman rengaspaineen vaikutusta 27 tonnin kolmiakselisen telin tapauksessa. Tarkasteltavat rengaspaineet olivat 700 kPa sekä 600 kPa verrattuna alkuperäisiin 800 kPa:n paineisiin. Kuvassa 83 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 84 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa. Kuvasta 83 havaitaan, että rengaspaineiden alentaminen pienentää hieman pystysuuntaista siirtymää sekä tehokasta pystysuuntaista jännitystä. Rengaspaineiden alentaminen 800 kPa:sta 700 kPa:iin ei vaikuta merkittävästi jännitysarvoihin verrattuna alkuperäiseen 27 tonnin teliin, mutta pystysuuntainen siirtymä pienenee noin 1–2 %. 24 tonnin teliin verrattuna jännitys on kantavassa kerroksessa noin prosentin pienempi, mutta jakavassa noin 4 %, suodatinkerroksessa noin 8 % ja pohjamaassa noin 3 % suurempi. Pystysuuntainen siirtymä on sen sijaan noin 11–13 % suurempi kuin 24 tonnin telin tapauksessa.

Rengaspaineiden alentaminen edelleen 600 kPa:iin vaikuttaa hieman enemmän vallitsevaan jännitykseen. 27 tonnin teliin verrattuna pystysuuntainen jännitys pienenee kantavassa kerroksessa noin 12 % ja jakavassa kerroksessa noin 4 %. Suodatinkerrok-

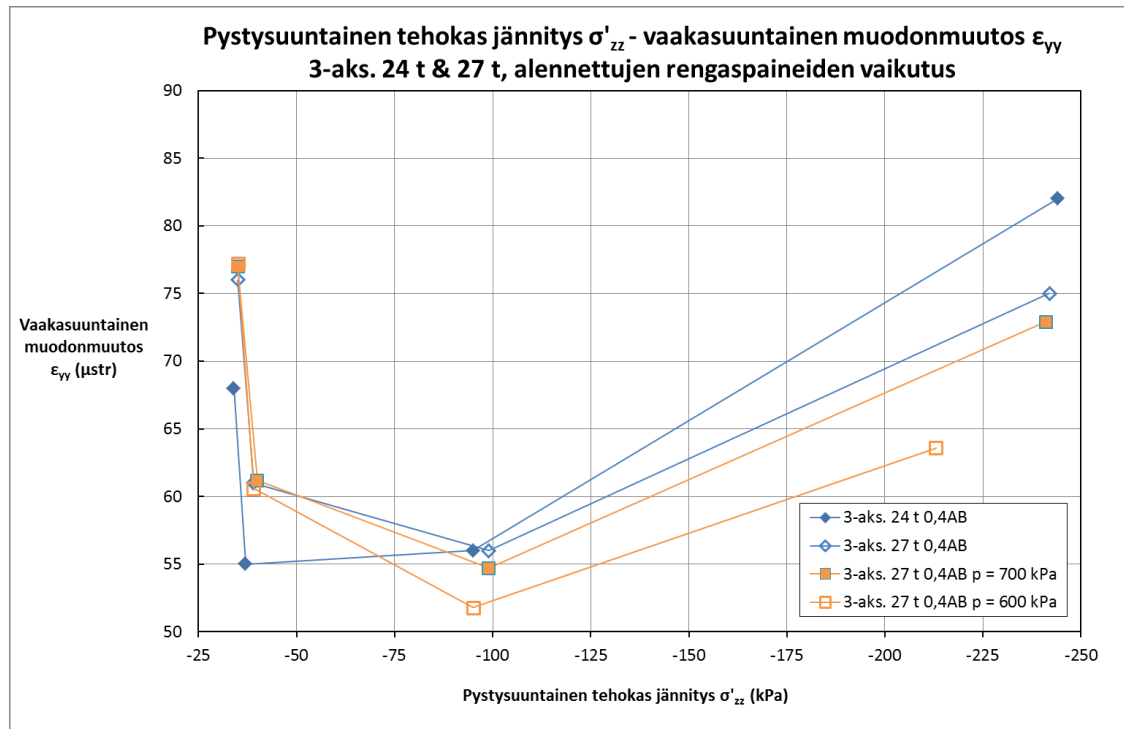
sessä tai pohjamaassa vallitsevaan jännitykseen rengaspaineiden alentaminen ei sen sijaan näyttäisi vaikuttavan. Pystysuuntainen siirtymä on tässäkin tapauksessa noin 1–2 % pienempi kuin alkuperäisen 27 tonnin telin tapauksessa. 24 tonnin teliin verrattuna jännitys kantavassa kerroksessa on noin 13 % pienempi, jakavassa kerroksessa samaa suuruusluokkaa sekä suodatinkerroksessa noin 5 % ja pohjamaassa noin 3 % suurempi. 24 tonnin teliin verrattuna pystysuuntainen siirtymä on tässä tapauksessa noin 10–13 % suurempi.



Kuva 83: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – alennettujen rengaspaineiden vaikutus.

Kuvasta 84 voidaan puolestaan nähdä, että rengaspaineiden alentaminen vähentää selvästi tierakenteen yläosan vaakasuuntaisia muodonmuutoksia. Suodatinkerroksen tai pohjamaan muodonmuutoksiin rengaspaineiden alentaminen ei sen sijaan näyttäisi juuri vaikuttavan. Rengaspaineiden alentaminen 700 kPa:iin pienentää vaakasuuntaista muodonmuutosta kantavassa kerroksessa noin 3 % ja jakavassa kerroksessa noin 2 % verrattuna alkuperäiseen 27 tonnin teliin. Alempana tierakenteessa ei ole havaittavissa merkittävää vaikutusta. 24 tonnin teliin verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos kantavassa kerroksessa on noin 11 % ja jakavassa kerroksessa noin 2 % pienempi. Suodatinkerroksessa sen sijaan se on noin 11 % ja pohjamaassa noin 13 % suurempi.

600 kPa:in rengaspaineilla sen sijaan vaakasuuntainen muodonmuutos on kantavassa kerroksessa noin 15 %, jakavassa kerroksessa noin 7 % ja suodatinkerroksessa noin prosentin pienempi kuin 27 tonnin telin tapauksessa, mutta pohjamaassa taas noin 2 % suurempi. 24 tonnin teliin verrattuna muodonmuutos on kantavassa kerroksessa noin 22 % ja jakavassa kerroksessa noin 7 % pienempi. Suodatinkerroksessa sen sijaan se on noin 10 % ja pohjamaassa noin 14 % suurempi.



Kuva 84: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – alennettujen rengaspaineiden vaikutus.

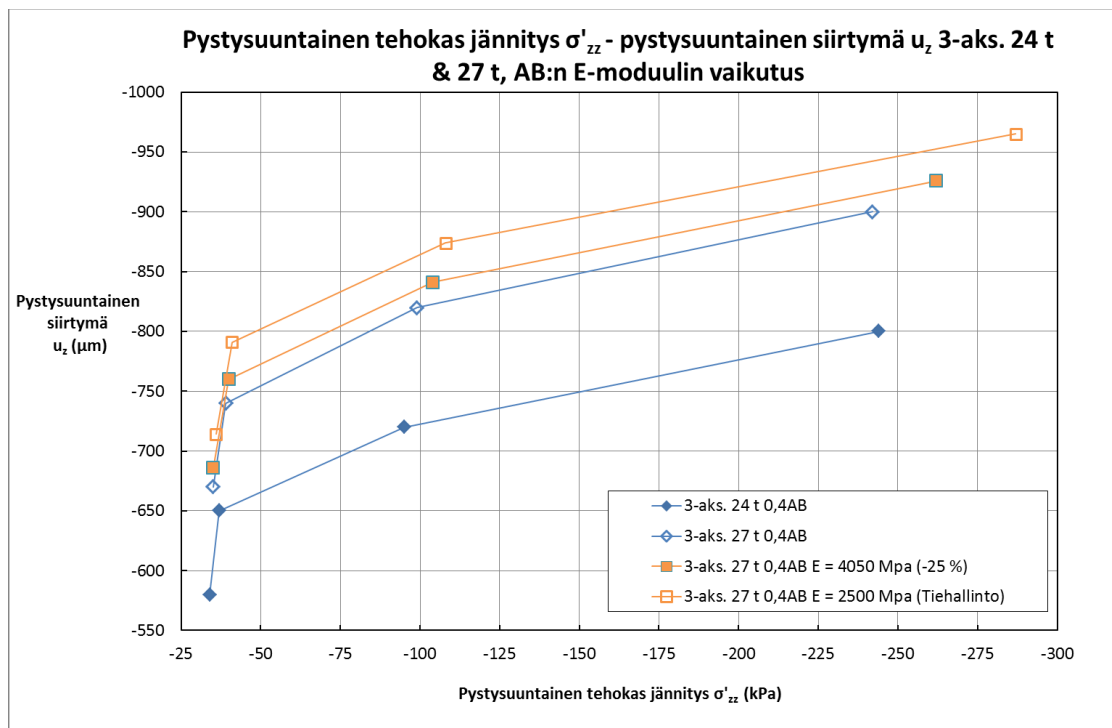
Liitteen 12 kuvaajista voidaan tehdä samansuuntaisia päätelmiä: rengaspaineiden alentaminen vähentää erityisesti tierakenteen yläosaan aiheutuvia jännityksiä ja muodonmuutoksia, mutta rakenteen alaosaan ja pohjamaahan rengaspaineiden alentamisella ei sen sijaan näyttäisi olevan merkittävää vaikutusta. Pystysuuntaista siirtymää rengaspaineiden alentaminen pienentää varsin vähän, noin 2 %. Rengaspaineiden alentamisen vaikutus selittyy sillä, että paineiden alentuessa rengas painuu kasaan, jolloin renkaan ja tienpinnan välinen kosketuspinta-ala suurenee. Tierakenteen yläosan kuormitusvasteiden kannalta yksittäisen renkaan vaikutus korostuu, jolloin suuremman kosketuspinta-alan ansiosta laajemmalle alueelle jakautunut kuormitus pienentää tierakenteen yläosan rasituksia. Sen sijaan syvemmällä tierakenteessa ja pohjamaassa telirakenteen kokonaisvaikutus korostuu yksittäisen renkaan sijaan: kosketuspinta-alan suurentumisen vaikutus ei näy syvemmällä tierakenteessa kuorman välityttyä sinne ylempien kerrosten kautta ja sen intensiteetin samalla vaimennuttua.

7.2.5 Materiaaliparametrien vaikutus

Materiaaliparametrien osalta tarkasteltiin kahden alhaisemman asfalttibetonin kimmo-moduulin vaikutusta 27 tonnin kolmiakselisen telin tapauksessa. Tarkasteltavat moduulit olivat 4050 MPa (-25 %) sekä 2500 MPa (Tiehallinnon ohje) verrattuna alkuperäiseen 5400 MPa:iin. Kuvassa 85 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 86 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa. Kuvasta 85 havaitaan, että kimmomoduulin alentaminen kasvattaa selvästi vallitsevaa tehokasta pystysuuntaista jännitystä sekä pystysuuntaista siirtymää. Kimmomoduulin laskeminen 4050 MPa:iin kasvattaa pystysuuntaista jännitystä kantavassa kerroksessa noin 8 %, jakavassa kerroksessa noin 5 % sekä suodatinkerroksessa noin 3 % verrattuna alkuperäiseen 27 tonnin teliin ja moduuliin

5400 MPa. Pohjamaassa vallitsevaan jännitykseen sen sijaan ei tässä tapauksessa E-moduulin laskeminen näyttäisi vaikuttavan. Pystysuuntainen siirtymä kasvaa noin 2–3 %. 24 tonnin teliin ja moduuliin 5400 MPa verrattuna jännitys on kantavassa kerroksessa noin 7 %, jakavassa kerroksessa noin 9 %, suodatinkerroksessa noin 8 % ja pohjamaassa noin 3 % suurempi. Pystysuuntainen siirtymä on noin 16–18 % suurempi 24 tonnin telin tapaukseen verrattuna.

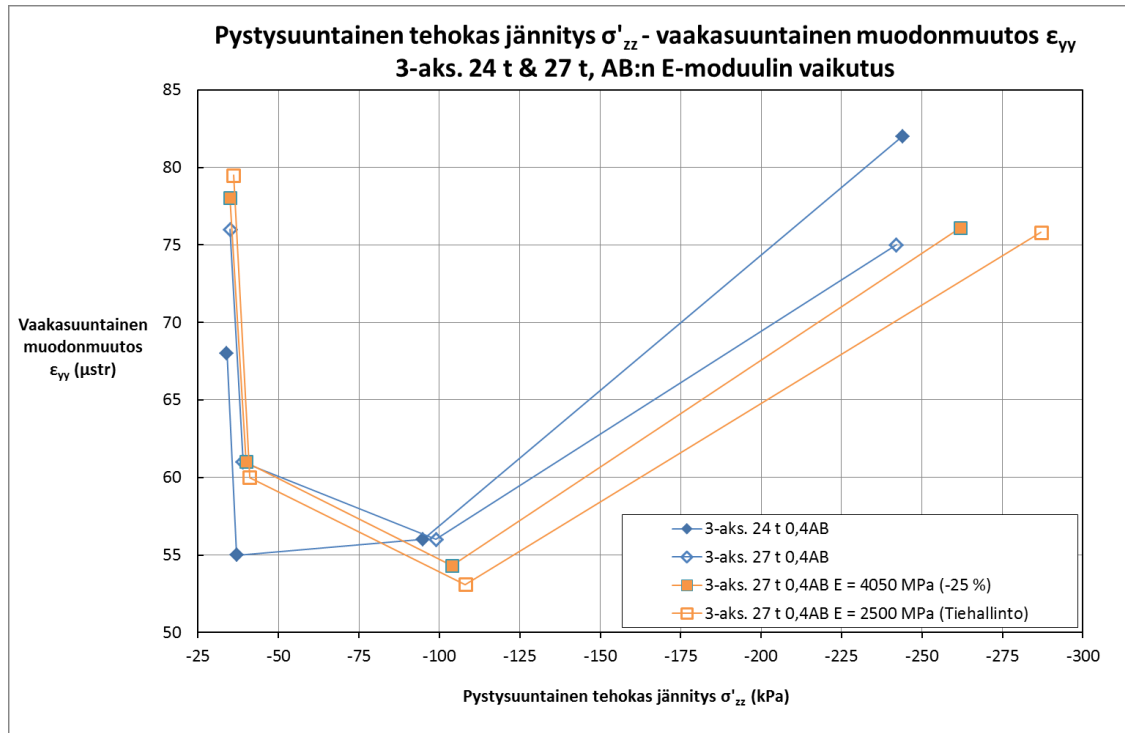
Kimmomoduulin laskemisella arvoon 2500 MPa on selvästi suurempi vaikutus pystysuuntaiseen jännitykseen ja siirtymään. 27 tonnin teliin ja moduuliin 5400 MPa verrattuna jännitys kantavassa kerroksessa on noin 19 %, jakavassa kerroksessa noin 9 %, suodatinkerroksessa noin 5 % ja pohjamaassa noin 3 % suurempi. Pystysuuntainen siirtymä on tässä tapauksessa noin 7 % suurempi. 24 tonnin teliin ja moduuliin 5400 MPa verrattuna jännitys on vastaavasti kantavassa kerroksessa noin 18 %, jakavassa kerroksessa noin 14 %, suodatinkerroksessa noin 11 % ja pohjamaassa noin 6 % suurempi. Tähän tapaukseen verrattuna pystysuuntainen siirtymä on noin 21–23 % suurempi.



Kuva 85: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – AB:n kimmomoduulin vaikutus.

Vaakasuuntaisten muodonmuutosten kannalta kimmomoduulin laskemisen vaikutus on kaksisuuntainen: rakenteen keskiosissa muodonmuutokset pienenevät hieman, kun taas lähinnä pohjamaassa ne kasvavat. 27 tonnin teliin ja moduuliin 5400 MPa verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos kantavassa kerroksessa kasvaa noin prosentin, kun taas jakavassa kerroksessa se pienenee noin 3 %. Suodatinkerroksessa merkittävää vaikutusta ei ole havaittavissa, kun taas pohjamaassa vaakasuuntainen muodonmuutos kasvaa noin 3 % kun moduulina käytetään arvoa $E = 4050$ MPa. 24 tonnin teliin ja moduuliin 5400 MPa verrattuna muodonmuutos on kantavassa kerroksessa noin 7 % ja jakavassa kerroksessa noin 3 % pienempi, mutta toisaalta suodatinkerroksessa noin 11 % ja pohjamaassa noin 15 % suurempi.

Kimmomoduulin laskeminen edelleen arvoon 2500 MPa kasvattaa kantavan kerroksen vaakasuuntaista muodonmuutosta noin prosentin verran, kun taas jakavassa kerroksessa se pienenee noin 5 % ja suodatinkerroksessa noin 2 %. Pohjamaassa se taas kasvaa noin 5 % verrattuna alkuperäiseen 27 tonnin teliin ja E-moduuliin 5400 MPa. 24 tonnin telin tapaukseen nähden muodonmuutos pienenee kantavassa kerroksessa noin 8 % ja jakavassa kerroksessa noin 5 %, kun taas suodatinkerroksessa se kasvaa noin 9 % ja pohjamaassa noin 17 %.



Kuva 86: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – AB:n E-moduulin vaikutus.

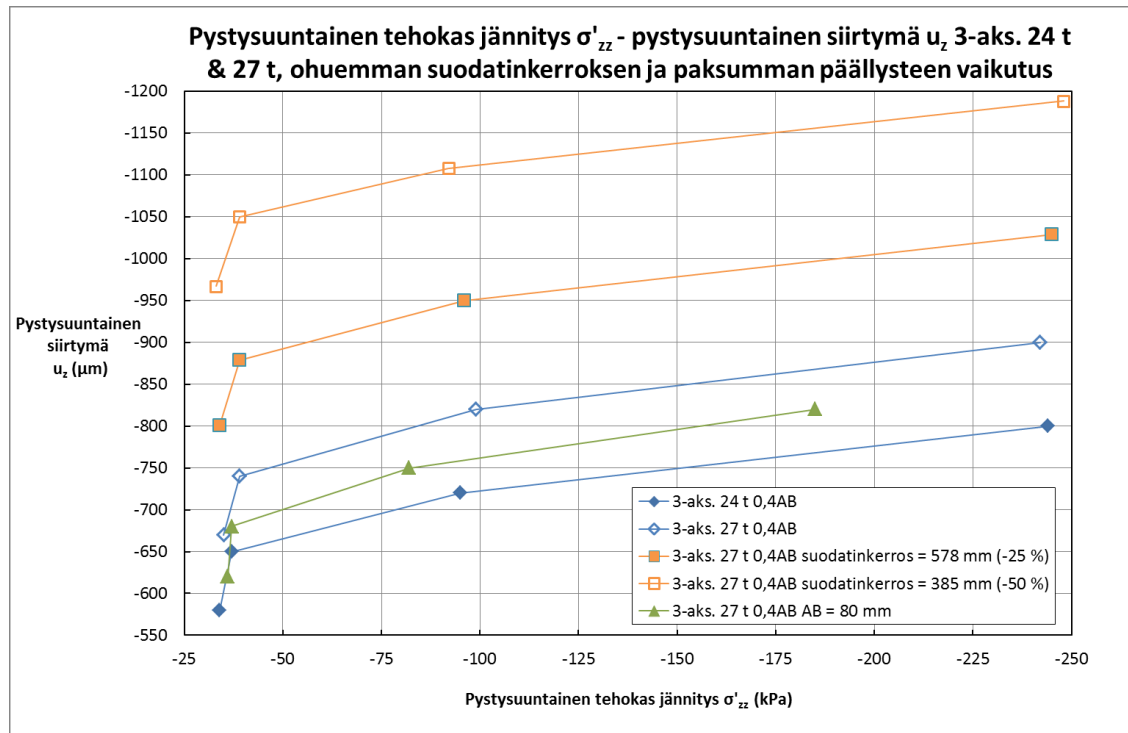
Liitteen 13 kuvaajista on myös nähtävissä, että asfalttibetonin kimmomoduulin laskeminen kasvattaa erityisesti tierakenteen yläosassa vallitsevaa pystysuuntaista jännitystä sekä pystysuuntaisia muodonmuutoksia. Myös pystysuuntainen siirtymä kasvaa selvästi moduulin pienentyessä. Moduulin laskeminen vaikuttaa vaakasuuntaisia muodonmuutoksia lisäävästi lähinnä tierakenteen alaosassa, kun taas ylempänä rakenteessa ne pienenevät hieman. Moduulin vaikutusmekanismi selittyy siten, että alhaisemmalla moduulilla vallitseva jännitys kasvaa etenkin rakenteen yläosassa, jolloin myös sitomaton materiaali toimii korkeammalla moduulilla ja vaakasuuntaiset muodonmuutokset vähenevät. Sen sijaan rakenteen alaosan ja pohjamaan kannalta vaikutus vallitsevaan jännitykseen on vähäisempi, jolloin muodonmuutokset ja siirtymä kasvavat. Asfalttibetonin kimmomoduulin kautta voidaan epäsuorasti huomioida lämpötilan vaikutus viskoelastisen päällysteen kuormituskäyttäytymiseen: alkuperäisen moduulin 5400 MPa voidaan taulukon 10 perusteella ajatella vastaavan noin +10 °C lämpötilaa ja esimerkiksi moduulin 2500 MPa noin +20 °C lämpötilaa hitailla kuormitusnopeuksilla. Päällysteen pysyvien muodonmuutosten sekä urautumisen voidaankin arvioida lisääntyvän kesäajan lämpötiloissa.

7.2.6 Rakennekerrosten paksuuden vaikutus

Rakennekerrosten paksuuden osalta tarkasteltiin ohuemman suodatinkerroksen sekä paksumman päällystekerroksen vaikutusta 27 tonnin kolmiakselisen telin tapauksessa. Suodatinkerroksen osalta tarkasteltavat tapaukset olivat 578 millimetrin (-25 %) sekä 385 millimetrin (-50 %) paksuiset suodatinkerrokset verrattuna alkuperäiseen 770 millimetrin suodatinkerrokseen. Erikseen tarkasteltiin 80 millimetrin paksuisen päällystekerroksen vaikutusta verrattuna alkuperäiseen 40 millimetrin paksuiseen päällysteeseen. Kuvassa 87 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 88 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa sekä ohennetuissa tai paksunnetussa rakenteessa. Kuvasta 87 havaitaan, että suodatinkerroksen ohentaminen ei vaikuta juurikaan jännitysarvoihin, mutta se kasvattaa merkittävästi pystysuuntaista siirtymää. Päällystekerroksen paksuntaminen sen sijaan pienentää sekä vallitsevaa jännitystä että pystysuuntaista siirtymää merkittävästi. Suodatinkerroksen ohentaminen 770 millimetristä 578 millimetriin ei vaikuta juurikaan vallitseviin jännitysarvoihin: jännitys lähinnä pohjamaassa pienenee noin 3 % tierakenteen omapainon laskiessa verrattuna 27 tonnin telin tapaukseen ja alkuperäiseen tierakenteeseen. Pystysuuntainen siirtymä sen sijaan on tässä tapauksessa noin 14–20 % suurempi. Alkuperäiseen tierakenteeseen ja 24 tonnin teliin verrattuna jännitys ei muutu kantavassa kerroksessa tai pohjamaassa, mutta jakavassa se kasvaa noin prosentin ja suodatinkerroksessa noin 5 %. Pystysuuntainen siirtymä on sen sijaan noin 29–38 % suurempi.

385 millimetrin suodatinkerroksen tapauksessa vallitseva jännitys pienenee jakavassa kerroksessa noin 7 % ja pohjamaassa noin 6 %, suodatinkerroksessa se pysyy ennallaan ja kantavassa kerroksessa kasvaa noin 2 % verrattuna alkuperäiseen rakenteeseen ja 27 tonnin telin tapaukseen. Pystysuuntainen siirtymä on kuitenkin noin 32–44 % suurempi. 24 tonnin telin tapaukseen verrattuna jännitys kantavassa kerroksessa on noin 2 % ja suodatinkerroksessa noin 5 % suurempi, kun taas jakavassa kerroksessa ja pohjamaassa se pienenee noin 3 %. Pystysuuntainen siirtymä on noin 49–67 % suurempi.

Päällystepaksuuden kaksinkertaistaminen 80 millimetriin pienentää vallitsevaa pystysuuntaista jännitystä kantavassa kerroksessa noin 24 %, jakavassa kerroksessa noin 17 % sekä suodatinkerroksessa noin 5 % alkuperäiseen rakenteeseen ja 27 tonnin telin tapaukseen verrattuna. Pohjamaassa jännitys on sen sijaan noin 3 % suurempi todennäköisesti rakenteen suuremman omapainon takia. Pystysuuntainen siirtymä pienenee tässä tapauksessa noin 7–9 %. Alkuperäiseen rakenteeseen ja 24 tonnin telin kuormitustapaukseen verrattuna jännitys on kantavassa kerroksessa noin 24 % ja jakavassa kerroksessa noin 14 % pienempi, suodatinkerroksessa samaa suuruusluokkaa ja pohjamaassa noin 6 % suurempi. Pystysuuntainen siirtymä on 2–7 % suurempi kuin 24 tonnin telin tapauksessa.



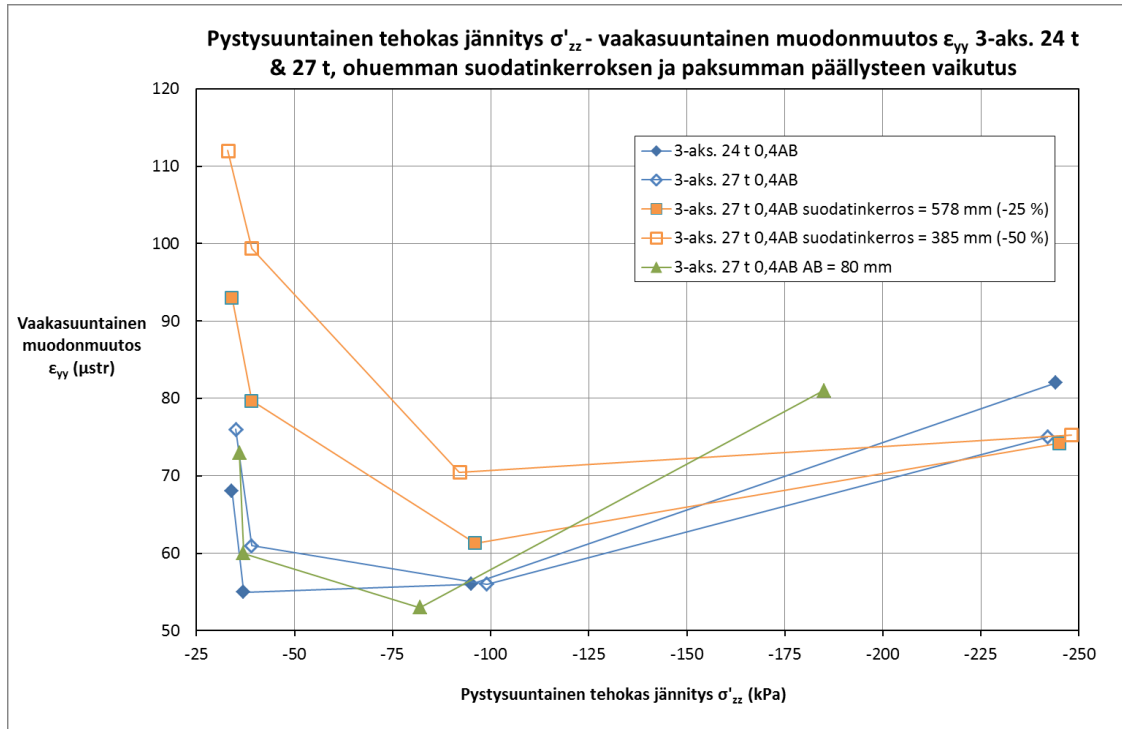
Kuva 87: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – ohuemman suodatinkerroksen ja paksumman päällysteen vaikutus.

Kuvasta 88 havaitaan, että suodatinkerroksen ohentaminen ei vaikuta juurikaan kantavan kerroksen vaakasuuntaiseen muodonmuutokseen, mutta alempana tierakenteessa muodonmuutokset sen sijaan kasvavat selvästi. Kuvaajasta nähdään myös selkeästi, että päällystepaksuuden kasvattaminen pienentää paitsi jännityksiä, myös vaakasuuntaisia muodonmuutoksia. 27 tonnin telin kuormitustapaukseen sekä alkuperäiseen 0,4AB-rakenteeseen nähden suodatinkerroksen ohentaminen 578 millimetriin pienentää vaakasuuntaista muodonmuutosta noin prosentin kantavassa kerroksessa, kun taas jakavassa kerroksessa se kasvaa noin 9 %, suodatinkerroksessa noin 31 % ja pohjamaassa noin 22 %. 24 tonnin telin kuormitustapaukseen verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos on kantavassa kerroksessa noin 10 % pienempi, mutta jakavassa noin 9 %, suodatinkerroksessa noin 45 % ja pohjamaassa noin 37 % suurempi.

385 millimetrin paksuisen suodatinkerroksen tapauksessa vaakasuuntainen muodonmuutos ei muutu kantavassa kerroksessa, mutta jakavassa se kasvaa noin 26 %, suodatinkerroksessa noin 63 % ja pohjamaassa noin 47 % verrattuna alkuperäiseen rakenteeseen ja 27 tonnin telitapaukseen. Alkuperäiseen tierakenteeseen ja 24 tonnin kuormitustapaukseen vaakasuuntainen muodonmuutos on kantavassa kerroksessa noin 8 % pienempi, mutta jakavassa kerroksessa noin 26 %, suodatinkerroksessa noin 81 % ja pohjamaassa noin 65 % suurempi.

80 millimetrin päällystepaksuuden tapauksessa vaakasuuntainen muodonmuutos kasvaa kantavassa kerroksessa noin 8 %, mutta pienenee jakavassa kerroksessa noin 5 %, suodatinkerroksessa noin 2 % ja pohjamaassa noin 4 % alkuperäiseen rakenteeseen ja 27 tonnin kuormitustapaukseen verrattuna. 24 tonnin kuormitustapaukseen ja alkuperäiseen tierakenteeseen verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos on kantavassa

kerroksessa noin prosentin ja jakavassa kerroksessa noin 5 % pienempi, mutta suodatinkerroksessa noin 9 % ja pohjamaassa noin 7 % suurempi.



Kuva 88: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – ohuemman suodatinkerroksen ja paksumman päällysteen vaikutus.

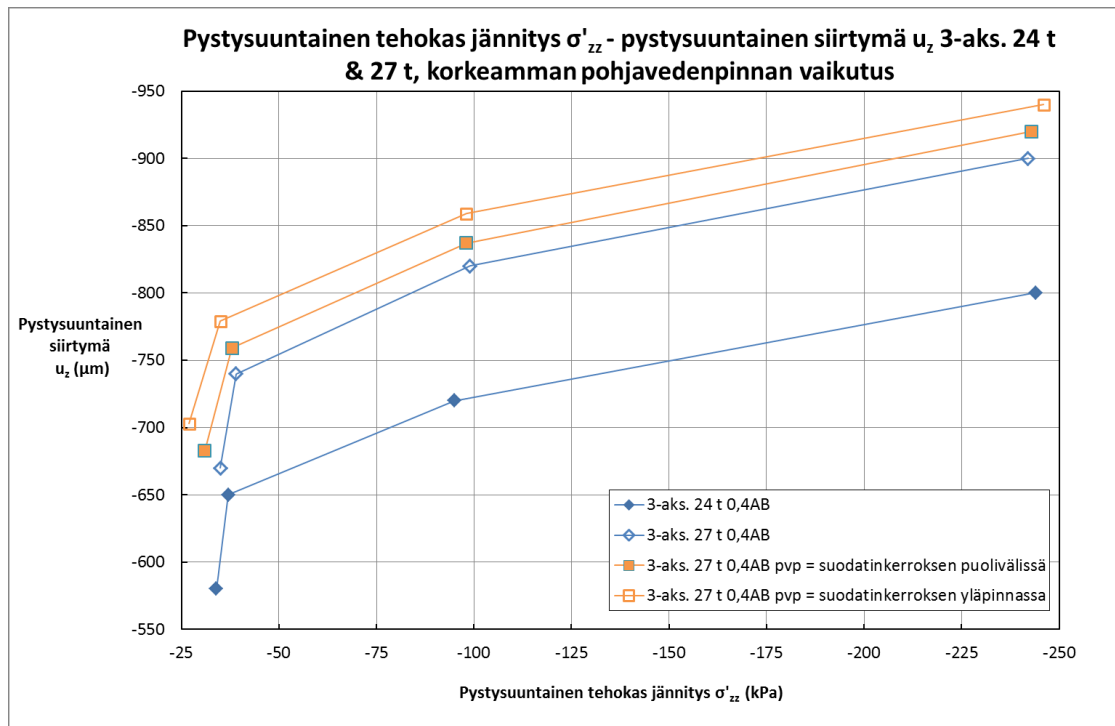
Suodatinkerroksen ohentamisen sekä päällystekerroksen paksuntamisen vaikutukset ovat selvästi havaittavissa myös liitteen 14 kuvaajista. Suodatinkerroksen ohentaminen vaikuttaa havaittavasti vallitsevaan jännitykseen, mutta erityisen selvästi se kasvattaa pystysuuntaista siirtymää sekä muodonmuutoksia etenkin tierakenteen alaosissa ja pohjamaassa. Vastaavasti päällystekerroksen paksuuden lisääminen muiden kerrospaksuuksien pysyessä vakiona pienentää selvästi jännityksiä, muodonmuutoksia sekä pystysuuntaista siirtymää. Ohennetun suodatinkerroksen vaikutuksista havaitaan, että kerrospaksuuksilla on väliä paitsi routamitoituksen myös tierakenteen vasteiden kannalta: ohuempi tierakenne ei jaa kuormituksia yhtä tehokkaasti kuin paksumpi rakenne, jolloin erityisesti tierakenteen alaosan ja pohjamaan rasitukset kasvavat. Vastaavasti paksumpi päällystekerros tasaa rasituksia paremmin, jolloin koko tierakenteeseen kohdistuvat kuormitukset lievenevät.

7.2.7 Olosuhdeparametrien vaikutus

Olosuhdeparametrien osalta tarkasteltiin pohjavedenpinnan korkeuden vaikutusta kolmiakselisen 27 tonnin telin tapauksessa. Tarkasteltavat pohjavedenpinnan korkeudet olivat -0,925 metriä (suodatinkerroksen puolivälissä) sekä -0,54 metriä (jakavan kerroksen alapinnassa) verrattuna alkuperäiseen korkeustasoon -1,31 metriä (suodatinkerroksen alapinnassa). Kuvassa 89 esitetään pystysuuntainen siirtymä ja kuvassa 90 vaakasuuntainen muodonmuutos jännityksen funktiona 3-akselisten telien tapauksissa 0,4AB-rakenteessa. Kuvasta 89 havaitaan, että pohjavedenpinnan nouseminen kasvattaa selvästi pystysuuntaista siirtymää koko rakenteessa. Sen sijaan jännitystasoon korkeampi pohjavedenpinta vaikuttaa lähinnä vain rakenteen alaosassa ja pohjamaassa,

joissa tehokas pystysuuntainen jännitys pienenee hieman. Alkuperäiseen pohjavedenpintaan sekä 27 tonnin telin kuormitustapaukseen verrattuna jännitys ei juurikaan muutu kantavassa kerroksessa, mutta jakavassa se pienenee noin prosenttiin, suodatinkerroksessa noin 3 % ja pohjamaassa noin 11 % kun pohjavedenpinta nousee suodatinkerroksen puoliväliin. Pystysuuntainen siirtymä kasvaa noin 2–3 %. Vastaavasti 24 tonnin kuormitustapaukseen verrattuna jännitys kantavassa kerroksessa on samaa suuruusluokkaa, jakavassa kerroksessa ja suodatinkerroksessa noin 3 % suurempi ja pohjamaassa taas 9 % pienempi. Pystysuuntainen siirtymä on noin 15–18 % suurempi.

Alkuperäiseen pohjavedenpintaan ja 27 tonnin kuormitustapaukseen verrattuna jännitys kantavassa kerroksessa kasvaa noin 2 %, mutta pienenee jakavassa kerroksessa noin prosenttiin, suodatinkerroksessa noin 10 % ja pohjamaassa noin 23 % kun pohjavedenpinta nostetaan jakavan kerroksen alapinnan tasolle. Pystysuuntainen siirtymä on tässä tapauksessa noin 4–5 % suurempi. Vastaavasti 24 tonnin kuormitustapaukseen verrattuna jännitys kantavassa kerroksessa on noin prosenttiin ja jakavassa noin 3 % suurempi, mutta suodatinkerroksessa noin 5 % ja pohjamaassa noin 21 % pienempi. Pystysuuntainen siirtymä on noin 18–21 % suurempi.

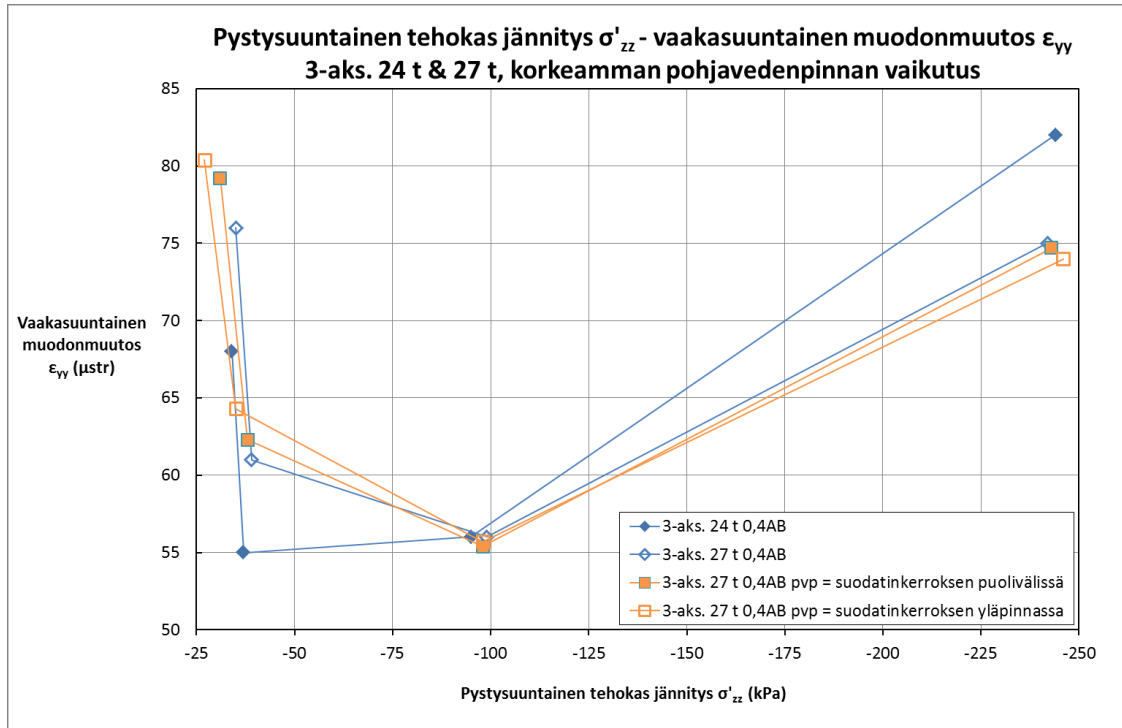


Kuva 89: Pystysuuntainen siirtymä pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – korkeamman pohjavedenpinnan vaikutus.

Kuvasta 90 puolestaan havaitaan, että pohjavedenpinnan nostaminen ei juuri vaikuta rakenteen yläosan vaakasuuntaisiin muodonmuutoksiin, kun taas rakenteen alaosassa ja pohjamaassa ne kasvavat selvästi. Pohjavedenpinnan nostamisella suodatinkerroksen puoliväliin ei ole merkittävää vaikutusta kantavan tai jakavan kerroksen pystysuuntaiseen muodonmuutokseen, kun taas suodatinkerroksessa se kasvaa noin 2 % ja pohjamaassa noin 4 % verrattuna alkuperäiseen pohjavedenpinnan tasoon ja 27 tonnin telitapaukseen. Vastaavasti 24 tonnin telitapaukseen verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos on kantavassa kerroksessa noin 9 % ja jakavassa kerroksessa noin

prosentin pienempi, mutta suodatinkerroksessa noin 13 % ja pohjamaassa noin 16 % suurempi.

Jakavan kerroksen alapintaan nostetun pohjavedenpinnan tapauksessa vaakasuuntainen muodonmuutos pienenee noin prosentin sekä kantavassa että jakavassa kerroksessa, kun taas suodatinkerroksessa se kasvaa noin 5 % ja pohjamaassa noin 6 % alkuperäiseen pohjavedenpintaan ja 27 tonnin telitapaukseen verrattuna. Vastaavasti 24 tonnin telitapaukseen nähden vaakasuuntainen muodonmuutos kantavassa kerroksessa on noin 10 % ja jakavassa kerroksessa noin prosentin pienempi, mutta suodatinkerroksessa noin 17 % ja pohjamaassa noin 18 % suurempi.



Kuva 90: Vaakasuuntainen muodonmuutos pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen funktiona 0,4AB-rakenteen sitomattomien kerrosten keskipisteissä sekä 100 mm syvyydellä pohjamaassa 3-akselisten telien tapauksissa – korkeamman pohjavedenpinnan vaikutus.

Vastaavasti liitteen 15 kuvaajista on nähtävissä, että pohjavedenpinnan nostamisella on pienehkö vaikutus jännitys jakaumaan, mutta se selvästi johtaa suurempiin muodonmuutoksiin tierakenteen alaosassa ja pohjamaassa. Myös koko tierakenteen pystysuuntainen siirtymä kasvaa selvästi pohjavedenpinnan noustessa. Nämä ilmiöt johtuvat siitä, että pohjavedenpinnan noustessa kitkamaan tyhjätila alkaa täyttyä vedellä, jolloin kiviainesrakeiden väliset kontaktit vähenevät ja heikkenevät. Lisäksi veden aiheuttama noste pienentää vallitsevaa tehokasta pystysuuntaista jännitystä. Näistä syistä johtuen muodonmuutokset sekä siirtymä kasvavat veden kyllästävässä kitkamaassa.

7.2.8 Yhteenveto tuloksista

Taulukossa 18 esitetään yhteenvetona keskeisimmät tierakenteen vasteisiin vaikuttavat tekijät. Taulukko on koottu tutkimuksen tulosten pohjalta ja osa tuloksista on yhdistetty, esimerkiksi kokonaismassan kasvamisen sekä ylikuorman vaikutus. Taulukon tarkoituksena on esittää suuntalinjoja siitä, mitkä tekijät vaikuttavat tierakenteen vasteisiin ja miten.

Taulukko 18: Yhteenvedo keskeisimmistä vasteisiin vaikuttavista tekijöistä.

	Pystysuuntainen tehokas jännitys	Pystysuuntainen muodonmuutos	Vaakaasuuntainen muodonmuutos	Pystysuuntainen siirtymä
Kantava kerros	+ kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen + päällysteen alhaisempi moduuli -- paksumpi päällystekerros - rengaspaineiden alentaminen	+ kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen + päällysteen alhaisempi moduuli -- paksumpi päällystekerros - rengaspaineiden alentaminen	+ akselivälin pidentäminen + kuorman epätasainen jakautuminen + paksumpi päällystekerros - paripyöriin siirtyminen - rengaspaineiden alentaminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + päällysteen alhaisempi moduuli - akselivälin pidentäminen - paksumpi päällystekerros
Jakava kerros	+ kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen + päällysteen alhaisempi moduuli - paksumpi päällystekerros - suodatinkerroksen ohentaminen	+ kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen - paksumpi päällystekerros - rengaspaineiden alentaminen - suodatinkerroksen ohentaminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + akselivälin pidentäminen + kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen - paksumpi päällystekerros - päällysteen alhaisempi moduuli - rengaspaineiden alentaminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + pohjavedenpinnan nouseminen + päällysteen alhaisempi moduuli - akselivälin pidentäminen - paksumpi päällystekerros
Suodatinkerros	+ kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen + päällysteen alhaisempi moduuli - paksumpi päällystekerros - pohjavedenpinnan nouseminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen - akselivälin pidentäminen - paksumpi päällystekerros - pohjavedenpinnan nouseminen - rengaspaineiden alentaminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen + pohjavedenpinnan nouseminen - akselivälin pidentäminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + pohjavedenpinnan nouseminen + päällysteen alhaisempi moduuli - akselivälin pidentäminen - paksumpi päällystekerros
Pohjamaa	+ kokonaisuus kasvaminen - pohjavedenpinnan nouseminen - suodatinkerroksen ohentaminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + pohjavedenpinnan nouseminen + päällysteen alhaisempi moduuli - akselivälin pidentäminen - paksumpi päällystekerros	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + kuorman epätasainen jakautuminen + pohjavedenpinnan nouseminen + päällysteen alhaisempi moduuli - akselivälin pidentäminen	+ /++ suodatinkerroksen ohentaminen + kokonaisuus kasvaminen + pohjavedenpinnan nouseminen + päällysteen alhaisempi moduuli - akselivälin pidentäminen - paksumpi päällystekerros

++ vaikuttaa huomattavasti vasteen kasvamiseen (kasvaa $\geq 20\%$)

+ vaikuttaa selvästi vasteen kasvamiseen (kasvaa $\geq 5\%$, mutta $< 20\%$)

- vaikuttaa selvästi vasteen pienemiseen (pienenee $\geq 5\%$, mutta $< 20\%$)

-- vaikuttaa huomattavasti vasteen pienemiseen (pienenee $\geq 20\%$)

7.3 Luotettavuusanalyysi

Mallinnuksissa tehtiin yksinkertaistuksia ja oletuksia osittain mallintamisen helpottamiseksi ja osittain mallinnuksessa käytetyn ohjelman asettamien rajoitteiden takia. Tien rakennekerrokset sekä pohjamaa oletettiin tasaisiksi ja tasalaatuisiksi kerrosrakenteiksi, eikä tierakenteen luiskien vaikutusta huomioitu. Tierakenteista tarkasteltiin kolmea erilaista mallirakennetta. Todellisuudessa tierakenteet ovat luiskattuja rakenteita, joiden rakennekerrokset ovat ajan saatossa voineet muuttua hyvinkin epähomogeenisiksi. Erilaisia tierakenteita on myös lukematon määrä. Myös todellisten tierakenteiden materiaaliominaisuuksissa on suurta vaihtelua, ja tässä työssä käytettiin vain yksiä aikanaan kokeellisesti määritettyjä materiaaliparametrejä. Pohjamaaksi oletettiin kaikissa tarkasteluissa savinen maaperä. Tarkasteltujen ajoneuvo- ja telityyppien määrä oli rajallinen ja tarkastellut kuormitustapaukset teoreettisia, eivätkä niinkään joihinkin tiettyihin todellisiin ajoneuvoihin pohjautuvia. Todellisuudessa erilaisia raskaita ajoneuvoja on lukematon määrä ja esimerkiksi niiden akselikonfiguraatiot ja mittasuhteet riippuvat muun muassa käyttötarkoituksesta. Rengaskuorman ja rengaspaineen välinen yhteys kontaktipinta-alan otettiin mallinnuksissa huomioon, mutta rengastyyppejä ei varioitu: yksittäisrenkaan oletettiin olevan super single –renkas ja paripyörän tavanomainen paripyörä, joille oli käytettävissä mitattua dataa kosketuspinta-alojen, rengaspaineen ja rengaskuorman välisistä yhteyksistä. Perustarkasteluissa rengaspaineeksi oletettiin 800 kPa, minkä lisäksi tehtiin tarkasteluja myös 700 kPa:n ja 600 kPa:n rengaspaineilla. Todellisuudessa raskaiden ajoneuvojen rengastyypit, -kuormat ja –paineet vaihtelevat tapauskohtaisesti muun muassa ajoneuvon käyttötarkoituksen mukaan, ja yksittäisessä ajoneuvossakin ne voivat vaihdella renkaittain. Tutkimuksessa ajoneuvokuorma mallinnettiin staattisena kuormituksena, jolloin myös dynaamisten kuormien sekä ajoneuvon teknisten ominaisuuksien kuten jousituksen vaikutukset rajautuivat työn ulkopuolelle. Todellisuudessa ajoneuvot liikkuvat vaihtelevilla nopeuksilla ja teiden epätasaisuuden sekä muiden tekijöiden vuoksi dynaamiset kuormitukset voivat paikoittain olla suuriakin. Myös ympäristöllisten seikkojen kuten tierakenteen jäätymisen tai routineen tierakenteen sulamisen vaikutukset rajattiin työn ulkopuolelle.

Liikennekuormitukseen ja tierakenteisiin ylipäättään liittyy monia muuttujia sekä epävarmuustekijöitä, joiden vuoksi niiden täysin realistinen mallintaminen on äärimmäisen vaikeaa, ellei peräti mahdotonta – tämän vuoksi niihin liittyvissä laskelmissa joudutaan tekemään erilaisia yksinkertaistuksia ja oletuksia. Tutkimuksen kuormitustapauksista ei ollut käytettävissä mittaustuloksia, johon tuloksia oltaisiin voitu verrata. Mallin antamia tuloksia verrattiin Suomessa HVS-kokeiden yhteydessä mitattuihin jännitys- ja siirtymätuloksiin. HVS-kokeen tierakenne ja kuormitus mallinnettiin samalla periaatteella, jota tämän työn mallinnuksissakin käytettiin. Plaxis 3D:llä mallinnettu siirtymä poikkesi mitatusta siirtymästä kantavassa kerroksessa noin -6 % ja jakavassa kerroksessa noin +3 %, eli rakenteen yläosassa tulokset olivat erittäin hyviä. Pohjahiekan siirtymän Plaxis tosin arvioi lähes kaksinkertaiseksi mitattuun verrattuna, mikä johtuu todennäköisesti siitä, että koerakenne oli rakennettu betonikaukaloon (liite 6), mutta mallissa betonikaukaloa ei huomioitu. Pystysuuntaisen jännityksen osalta mallinnettu tulos erosi vain noin +1,2 % mitatusta lukemasta, eli tarkkuus oli erittäin hyvä. Jännityksen osalta mittauspisteitä oli tosin vain yksi. Mallinnus näyttäisi siis antavan pääsääntöisesti luotettavia tuloksia, joskin on syytä pitää mielessä, että kyseessä on kuitenkin puhtaasti matemaattinen malli. Työn tuloksia ja niistä tehtyjä päätelmiä voidaan pitää suuntaa-antavina.

8 Johtopäätökset ja suositukset

Tierakenteisiin kohdistuvan liikennekuormituksen kannalta raskaat ajoneuvot ovat keskeisessä asemassa. Suomessa raskaiden ajoneuvojen suurimmat sallitut akseli-, teli- ja kokonaismassat on määritelty asetuksessa ajoneuvojen käytöstä tiellä. Vuoden 2013 loppupuolella astui voimaan uusi asetus, jolla toisaalta korotettiin raskaiden ajoneuvojen ja telirakenteiden suurimpia sallittuja massoja ja toisaalta määriteltiin uusia vaatimuksia esimerkiksi akseleiden lukumäärän tai rengastuksen suhteen, joilla suurempien kokonaismassojen aiheuttamia rasituksia pyrittiin lieventämään. Tämän diplomityön päätavoitteena oli selvittää miten enimmäismassojen korottaminen vaikuttaa tierakenteen vasteisiin eli kuormituksen aiheuttamiin jännityksiin, muodonmuutoksiin ja siirtymiin tierakenteessa. Vaikutuksia tarkasteltiin vasteiden suuruusluokan suhteellisen muuttumisen kautta, eikä niitä sidottu olemassa oleviin vaurioitumismalleihin. Vaikutusten luotettava arviointi vaurioitumismallien kautta edellyttäisi toimivaa ja luotettavaa vaurioitumismallia, jollaisen kehittämiselle on edelleen tarvetta. Kokonaismassojen korottamisen vaikutuksia tarkasteltiin sekä kokonaisten ajoneuvoyhdistelmien että yksittäisten telirakenteiden tapauksissa. Ajoneuvoyhdistelmien tarkastelulla haluttiin selvittää ajoneuvokokonaisuuden vaikutusta tierakenteeseen. Asetusmuutos ei salli yksittäiselle akselille aiempaa suurempaa massaa, mutta kaksi- ja kolmiakselisten telien suurimmat sallitut massat nousevat - työn painopiste olikin telirakenteiden tarkastelussa. Tutkimus toteutettiin Plaxis 3D-elementtimenetelmäohjelmalla mallintamalla, sillä aiheesta ei ollut mittaustietoa saatavilla. Mallinnusmenetelmän toimivuus osoitettiin HVS-mittausten avulla, joiden avulla pääteltiin myös Plaxis 3D:n soveltuvan erilaisista Plaxis-ohjelman vaihtoehtoista (Plaxis 2D plane strain / Plaxis 2D aksisymmetrinen / Plaxis 3D) parhaiten telikuormien ja ajoneuvojen mallintamiseen.

Ajoneuvojen osalta havaittiin, että jännitys jakauman kannalta ajoneuvoyhdistelmillä on kokonaisuutena vähäinen vaikutus: peräkkäisillä akseleilla on havaittavissa yhteisvaikutusta jännitys jakaumaan käytännössä vain telirakenteissa, joissa akselit ovat lähellä toisiaan. Sen sijaan kauempana toisistaan olevilla akseleilla ei näiden tarkastelujen valossa näytä olevan jännityksen kannalta merkittävää yhteisvaikutusta. Muodonmuutosten ja siirtymän osalta tilanne on päinvastainen: ainakin tässä työssä tarkastellun vedellä kyllästyneen koheesiopohjamaan kannalta ajoneuvoyhdistelmä vaikuttaa kokonaisuutena erityisesti tierakenteen alaosan sekä pohjamaan vasteisiin. Oletettavasti vaikutukset korostuisivat, mikäli ajoneuvon liikkuminen ja huokospaineen kertyminen voitaisiin huomioida, jolloin vaikutus ulottuisi myös jännitys jakaumaan. Kokonaisten ajoneuvojen vaikutusten vertailu osoittautui kuitenkin hyvin haasteelliseksi, sillä maksimivasteiden kannalta ratkaisevaksi osoittautui se, miten kokonaismassa on jakautunut sekä minkälainen akselikonfiguraatio ja rengastus ajoneuvossa on, eikä niinkään ajoneuvon kokonaismassa. Kokonaisten ajoneuvojen vertailun mahdollistamiseksi tarvittaisiin yhteistyötä esimerkiksi ajoneuvovalmistajien kanssa, jotta vertailu voitaisiin tehdä todellisten ajoneuvojen pohjalta. Vastaava tutkimus voisi olla järkevämpää toteuttaa esimerkiksi mittaustutkimuksena. Ajoneuvokokonaisuuksien vaikutukset ovat myös monilta osin ratkaisematon asia, ja suosituksena onkin jatkaa tutkimusta aiheesta.

Telirakenteista tutkittiin kaksiakselisen telin osalta vanhan asetuksen mukaista 19 tonnin teliä ja uuden asetuksen mukaista 21 tonnin teliä sekä kolmiakselisen telin osalta vanhan asetuksen mukaista 24 tonnin teliä ja uuden asetuksen mukaista 27 tonnin teliä. Näiden osalta havaittiin, että asetusmuutos vaikuttaa kaksisuuntaisesti: ohutpäällysteis-

ten (40 mm ja osin 80 mm) tierakenteiden yläosassa vasteet osin pienenevät kun suuremman massan takia yksittäispyörästä siirrytään paripyörään. Paripyörään siirtyminen näyttää siis lieventävän tierakenteen yläosan vasteita, vaikka yksittäiset pyöräkuormat kasvavatkin. Suuremmilla päällystepaksuuksilla (170 mm ja osin 80 mm) vastaavaa vaikutusta ei havaittu. Sen sijaan rakenteen alaosan ja pohjamaan kannalta suuremmat kokonaismassat lisäävät jännityksiä ja muodonmuutoksia paripyöriin siirtymisestä huolimatta – rengastuksen vaikutus ulottuu vain tierakenteen ylempiin osiin. Pystysuuntaisen siirtymän osalta oli havaittavissa selkeä trendi: telirakenteen kokonaismassan kasvaminen kasvattaa selvästi pystysuuntaista siirtymää rengastuksen muutoksista huolimatta. Tämä viittaa siihen, että pystysuuntaisen siirtymän kannalta telirakenne vaikuttaa kokonaisuutena, jolloin siirtymä kasvaa kokonaismassan kasvaessa.

Kokonaismassojen nostamisen ohella tarkasteltiin erikseen ylikuorman, kuorman epätasaisen jakautumisen, pidennetyn akselivälin, alennettujen rengaspaineiden sekä materiaali-, rakenne- ja olosuhdeparametrien vaikutusta tierakenteen vasteisiin. Ylikuorman havaittiin lisäävän selvästi tierakenteessa vallitsevaa tehokasta pystysuuntaista jännitystä, pystysuuntaista siirtymää sekä erityisesti tierakenteen alaosan ja pohjamaan muodonmuutoksia. Sen sijaan kevyempään yksittäispyöräteliin verrattuna vaakasuuntainen muodonmuutos tierakenteen yläosassa oli edelleen pienempi, vaikka pyöräkuorma kasvoi.

Telikuorman epätasaisen jakautumisen akseleiden kesken havaittiin vaikuttavan merkittävästi tierakenteen vasteisiin verrattuna akseleille tasaisesti jakautuneeseen kuormaan. Kuorman epätasainen jakautuminen telissä osittain kasvattaa yhden tai kahden akselin kuormaa, mutta myös keventää vastaavasti yhden tai kahden akselin kuormaa. Tierakenteen vasteiden kannalta haitalliseksi osoittautui kuorman kasvaminen jollain tai joillain akseleilla, mikä johtaa kuormitushuippuihin tasaisesti jakautuneeseen kuormaan verrattuna. Näiden kuormitushuippujen havaittiin lisäävän tierakenteessa vallitsevaa pystysuuntaista jännitystä sekä muodonmuutoksia. Sen sijaan pystysuuntaista siirtymää epätasainen jakautuminen kasvatti vain hieman: tämä viittaa siihen, että pystysuuntaisen siirtymän intensiteetin osalta ratkaiseva vaikutus on telirakenteen kokonaismassalla, eikä niinkään sillä miten kokonaismassa jakautuu akseleiden kesken. Myös näissä tarkasteluissa osoittautui, että yksittäispyörä on tierakenteen yläosan vasteiden kannalta haitallisempi, vaikka paripyörällä olisikin enemmän kuormaa. Yksittäispyörällä voi pahimmillaan olla erittäin suuri kuormitusvaikutus tierakenteeseen, mikäli kuorman epätasaisen jakautumisen takia yksittäispyörille tuleva kuorma kasvaisi. Telirakenteissa kuormitusta tulisikin jakaa enemmän paripyöräkuin yksittäispyöräakseleille, mikäli se on ajoneuvotekniikan puitteissa mahdollista. Telikuorman jakautumistapa todellisissa ajoneuvoissa tulisi selvittää ja ottaa huomioon esimerkiksi eri ajoneuvojen kuormitusvastaavuuksia määritettäessä, sillä tierakenteiden maksimivasteiden kannalta kuorman epätasaisella jakautumisella on huomattava vaikutus.

Akselivälin vaikutusta tarkasteltiin suurentamalla akseliväliä pienimmästä sallitusta 1,30 metristä 1,43 metriin ja 1,56 metriin. Pidennetyn akselivälin havaittiin hieman lisäävän tierakenteen yläosan vaakasuuntaisia muodonmuutoksia, kun taas tierakenteen alaosassa sekä pohjamaassa jännitykset ja muodonmuutokset pienenevät. Myös pystysuuntainen siirtymä pieneni akselivälin pidentyessä. Selitys vaakasuuntaisten muodonmuutosten kasvamiselle rakenteen yläosassa löytyy todennäköisesti kolmiulotteisen jännitysjakauman muuttumisesta pyörien erkaantuessa toisistaan. Tältä osin lisätutki-

mus olisi kuitenkin tarpeen. Pystysuuntaisen siirtymän sekä tierakenteen alaosan ja pohjamaan rasitusten kannalta akselivälin pidentämisellä näyttää kuitenkin olevan myönteinen vaikutus.

Rengaspaineiden osalta havaittiin, että paineiden alentaminen vähentää selvästi tierakenteen yläosaan kohdistuvia rasituksia. Tierakenteen alaosaan ei rengaspaineiden laskemisen vaikutus sen sijaan ulotu. Rengaspaineita laskiessa rengas painuu enemmän kasaan ja litistyy, jolloin renkaan ja tienpinnan välinen kosketuspinta-ala kasvaa. Tierakenteen yläosassa yksittäinen rengas on määräävä tierakenteeseen aiheutuvien vasteiden kannalta, kun taas alempana tierakenteessa ja pohjamaassa suurempi vaikutus on telikokonaisuudella, sillä yksittäisen renkaan määräävä vaikutus vaimenee syvemmillä tierakenteessa. Rengaspaineiden laskemisen havaittiin myös pienentävän pystysuuntaista siirtymää hieman. Tulosten perusteella rengaspaineita laskemalla voitaisiin pienentää tierakenteen yläosaan aiheutuvia kuormitusvaikutuksia. Tästä voisi olla etua erityisesti alempitasoisen tieverkon kannalta, jolla päällysteet ja tierakenteet yleensäkin ovat ohuita. Rengaspaineiden alentaminen tosin kasvattanee renkaan vierintävastusta ja siten polttoainekuluja. Alempien rengaspaineiden etujen vuoksi CTI-järjestelmän käytön toivoisi yleistyvän Suomessa mahdollisuuksien mukaan.

Materiaaliparametrien osalta tarkasteltiin asfalttibetonin kimmomoduulin vaikutusta. Kimmomoduulin alentamisen havaittiin selvästi kasvattavan tierakenteen yläosissa vallitsevaa jännitystä sekä lisäävän muodonmuutoksia etenkin rakenteen alaosissa ja pohjamaassa. Alhaisemmalla moduulilla myös pystysuuntaiset siirtymät kasvoivat selvästi. Kimmomoduulin vaikutuksen selittää se, että alhaisemmalla kimmomoduulilla päällysteen jäykkyys vähenee, jolloin se ei jaa kuormituksia yhtä tehokkaasti kuin jäykempi päällyste. Viskoelastinen asfaltti toimii pienemmällä moduulilla esimerkiksi kuormitusajan tai lämpötilan kasvaessa. Asfalttibetonin kimmomoduulin pienenemisestä aiheutuvien ongelmien voidaankin arvioida kasvavan erityisesti kesäaikana.

Rakenneparametrien osalta tarkasteltiin ohuemman suodatinkerroksen sekä erikseen paksumman päällystekerroksen vaikutuksia. Suodatinkerroksen ohentamisen havaittiin kasvattavan pystysuuntaista siirtymää sekä tierakenteen alaosan ja pohjamaan muodonmuutoksia merkittävästi. Päällystekerroksen paksuuden kaksinkertaistamisen 40 millimetristä 80 millimetriin havaittiin puolestaan selvästi pienentävän tierakenteeseen aiheutuvia rasituksia. Tulosten perusteella tierakenteen kokonaispaksuudella on merkittävä vaikutus paitsi routamitoituksen myös kuormituskestävyyden kannalta: ohennettu tierakenne ei pysty jakamaan kuormitusta yhtä tehokkaasti kuin paksumpi tierakenne, ainakaan ilman erillisiä vahvistuksia. Tämän osoitti myös erilaisten tierakenteiden vertailu: vasteet olivat korkealuokkaista tietä edustavassa 10,0AB-rakenteessa selvästi pienempiä kuin keski- ja alempiluokkaista tietä edustavissa 0,8AB- ja 0,4AB-rakenteissa. Asetusmuutoksesta seuraavat ajoneuvojen suuremmat massat – tai raskaista ajoneuvoista aiheutuvat rasitukset ylipäättään - ovatkin todennäköisesti juuri alempitasoisen tieverkon ongelma. Vastaavasti tuloksista havaittiin, että päällystekerroksen paksuntamisella voidaan merkittävästi vähentää tierakenteeseen aiheutuvia vasteita. Päällystepaksuuden lisäämistä tulisi harkita alempitasoisella tieverkolla, mikäli huolenaiheina ovat raskaista ajoneuvoista aiheutuvat rasitukset.

Ympäristöolosuhteiden vaikutusta tarkasteltiin nostamalla pohjavedenpinta ensin suodatinkerroksen puoliväliin ja sitten jakavan kerroksen alapintaan, mikä voi tulla kyseeseen esimerkiksi huonosti toimivan kuivatuksen tai ympäristön tulvimisen takia. Korkeamman pohjavedenpinnan havaittiin kasvattavan koko tierakenteen pystysuuntaista siirtymää sekä erityisesti tierakenteen alaosan ja pohjamaan muodonmuutoksia.

Veden nouseminen tien rakennekerrokseen pienentää niissä vallitsevaa tehokasta pystysuuntaista jännitystä sekä heikentää ja vähentää kiviainesrakeiden välisiä kontakteja, jolloin sitomaton materiaali on alttiimpana muodonmuutoksille. Tierakenteiden kuivatuksen toimivuuteen tulisi kiinnittää erityistä huomiota mietittäessä keinoja, joilla suurempien ajoneuvokuormien haitallisia vaikutuksia voitaisiin torjua.

Liikennekuormitus ja tierakenteet ylipäättään ovat hyvin moniulotteisia asioita, joihin liittyy paljon epävarmuustekijöitä sekä muuttujia. Paljon niihin liittyviä asioita on vielä selvittämättä, joten lisätutkimus aihepiiristä on edelleen tarpeen – esimerkiksi vaurioitumismallien kehittämisessä on vielä paljon työtä tehtävänä, jotta niistä saataisiin nykyistä toimivampia, luotettavampia ja yleistettävämpiä. Tämän tutkimuksen valossa uuden asetusmuutoksen tuomat suuremmat kokonaismassat näyttävät vaikuttavan haitallisesti etenkin ohutpäällysteisten tierakenteiden alaosiin sekä koheesiopohjaamaan. Pystysuuntaisen siirtymän havaittiin myös kasvavan yksiselitteisesti kokonaismassan noustessa, mikä voi olla ongelmallista paitsi väsymisvaurioiden myös esimerkiksi kevytsoralla kevennettyjen rakenteiden kannalta. Tierakenteen alaosan sekä pohjaan rasiutusten lisääntymisen voidaan puolestaan ennakoida lisäävään pehmeiköille perustettujen sekä kokonaispaksuudeltaan ohuiden teiden vaurioitumista. Pari-pyöriin siirtyminen näyttää ohutpäällysteisten teiden tapauksessa kompensoivan jossain määrin suuremmista massoista tierakenteen yläosaan aiheutuvia rasituksia, mutta esimerkiksi kolmeakselisessa telissä edelleen yhdessä akselissa saa olla yksittäispyörät. Kerrospaksuuksien kasvattaminen, jäykempi päällystekerros, ylikuormattujen ajoneuvojen poistaminen liikenteestä tehostetun liikennevalvonnan avulla, toimiva kuivatus, optimaalisesti telirakenteelle jaettu kuorma, pienemmät rengaspaineet sekä pidempi akseliväli havaittiin tekijöiksi, joilla tierakenteen rasituksia voitaisiin vähentää. Laskennallisessa mielessä jatkossa tulisi kiinnittää huomiota etenkin telikuorman jakautumistapaan sekä rengastuksen vaikutuksiin esimerkiksi ajoneuvojen kuormitusvastaavuuksia määritettäessä. Tutkimuksia olisi hyvä jatkaa dynaamisilla mallinnuksilla sekä mittauksilla.

Lähdeluettelo

AASHTO. 1962. *The Aasho Road Test. Report 7 Summary report*. Highway Research Board, Special Report 61 G, Washington D.C.

Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä. 1997. 11.7.1997/670.

Asetus erikoiskuljetuksista ja erikoiskuljetusajoneuvoista. 2012. 18.12.2012/786.

Belt, J. & Lämsä, V.P. & Savolainen, M. & Ehrola, E. 2002. *Tiehallinnon selvityksiä 15/2002. Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto*. 72 s. ISBN 951-726-881-5.

Blomberg, T. 1990. *Bitumit*. Helsinki, Suomi: Rakentajain kustannus. 154 s. ISBN 951-676-488-6.

Brinkgreve, R.B.J. & Swolfs, W.M. & Engin, E. 2011a. *Plaxis 2D 2011. General Information*. 16 s. ISBN 978-90-76016-11-5.

Brinkgreve, R.B.J. & Swolfs, W.M. & Engin, E. 2011b. *Plaxis 2D 2011. Validation & Verification*. 118 s. ISBN 978-90-76016-11-5.

Brinkgreve, R.B.J. & Swolfs, W.M. & Engin, E. 2011c. *Plaxis 2D 2011. Reference manual*. 290 s. ISBN 978-90-76016-11-5.

Brinkgreve, R.B.J. & Swolfs, W.M. & Engin, E. 2011d. *Plaxis 2D 2011. Material Models Manual*. 202 s. ISBN 978-90-76016-11-5.

Brinkgreve, R.B.J. & Swolfs, W.M. & Engin, E. 2012. *Plaxis 3D 2012. Reference Manual*. 284 s. ISBN 978-90-76016-12-2.

COST 334. 2001. *Effects of Wide Single Tyres and Dual Tyres*. Final Report of the Action. 170 s. [Verkojulkaisu.] [Viitattu 14.06.2013]. Saatavissa: <http://www.comt.ca/english/programs/ersc/COST%20Study.pdf>.

Doré, G. & Zubeck, H.K. 2009. *Cold Regions Pavement Engineering*. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers. 416 s. ISBN 978-0-07-160088-0.

Ehrola, E. 1996. *Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet*. Helsinki, Suomi: Rakennustieto Oy. 365 s. ISBN 951-682-338-6.

Hallenbeck, M. & Weinblatt, H. 2004. National Cooperative Highway Research Program. Report 509. *Equipment for Collecting Traffic Load Data*. 58 s. ISBN 0-309-08788-0.

Heikkinen, H. 2012. *Nastarenkaiden vaikutus päällysteiden kulumiseen taajamanopeuksissa*. Licensiaatintyö. Aalto-yliopisto, yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos. Espoo. 119 + 74 s.

Hjort, M. & Haraldsson, M. & Jansen, J.M. 2008. *Road Wear from Heavy Vehicles – an overview*. Report nr. 08/2008. Nordiska Vägtekniska Förbundet committee Vehicles and Transports. 45 s. ISSN: 0347-2485.

Huang, Y. H. 2012. *Pavement Analysis and Design. International Edition*. 2nd ed. Upper Saddle River, New Jersey, USA: Pearson Education. 775 s. ISBN 978-0-13-272610-8.

Inam, A. & Ishikawa, T. & Miura, S. 2012. *Effect of principal stress axis rotation on cyclic plastic deformation characteristics of unsaturated base course material*. Soils and Foundations. Vol. 52:3. S. 465–480. ISSN 0038-0806.

Joer, H. A. & Lanier, J. & Fahey, M. 1998. *Deformation of granular materials due to rotation of principal axes*. Géotechnique. Vol. 48:5. S. 605–619. ISSN 0016-8505.

Kim, I. T. & Tutumluer, E. 2005. *Unbound aggregate rutting models for stress rotation and effects of moving wheel loads*. 84th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington DC, USA. 9–13.01.2005.

Kolisoja, P. 1996. *Tielaitoksen selvityksiä 34/1996. Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet – vuoden 1995 kokeet*.

Korkiala-Tanttu, L. 2003. *Permanent deformations of unbound materials of road pavement in accelerated pavement tests*. Teoksessa: Vaniček, I. & Barvínek, R. & Boháč, J. & Jettmar, J. & Jirásko, D. & Salák, J. Proceedings of the XIIth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Praha 2003. S. 665–670.

Korkiala-Tanttu, L. 2007. *Speed and reloading effects on pavement rutting*. Geotechnical Engineering. Vol. 160:3. S. 123–127. ISSN 1353-2618.

Korkiala-Tanttu, L. 2008. *Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials*. Väitöskirja. Teknillinen korkeakoulu, Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan osasto. Espoo. 92 + 84 s. ISBN 978-951-38-7135-2.

Korkiala-Tanttu, L. & Jauhiainen, P. & Halonen, P. & Laaksonen, R. & Juvankoski, M. & Kangas, H. & Sikiö, J. 2002. *Tiehallinnon selvityksiä 33/2002. Luiskatun tierakenteen urautuminen. Kevytpäällystetutkimus. HVS-Nordic-koerakenteet*. 64 + 44 s. ISBN 951-726-914-5.

Korkiala-Tanttu, L. & Laaksonen, R. & Törnqvist, J. 2003. *Tiehallinnon selvityksiä 11/2003. Kevään ja ylikuorman vaikutus ohutpäällysteisen tien vaurioitumiseen. HVS-Nordic –tutkimus*. 51 + 36 s. ISBN 951-803-010-3.

Lekarp, F. & Isacsson, U. & Dawson, A. 2000. *State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates*. Journal of Transportation Engineering, January/February 2000. S. 76–83.

Liikenne- ja viestintäministeriö. 2012. *Tiedote 07.11.2012. Ministerityöryhmä linjasi raskaan liikenteen mittoja ja massoja*. [Viitattu 03.06.2013]. Saatavissa: <http://www.lvm.fi/web/fi/tiedote/-/view/4131649>.

Liikennevirasto. 2011a. *Liikenneviraston ohjeita 12/2011. Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet*. 70 + 56 s. ISBN 978-952-255-692-9.

Liikennevirasto. 2011b. *Liikenneviraston ohjeita 20/2011. Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1*. 97 + 9 s. ISBN 978-952-255-733-9.

Liikennevirasto. 2012. *Liikenneviraston oppaita 2/2012. Geolujitetut maarakenteet. Tiegeotekniikan käsikirja*. 159 + 58 s. ISBN 978-952-255-104-7.

Lu, Q. & Harvey, J. & Le, T. & Lea, J. & Quinley, R. & Redo, D. & Avis, J. 2002. *Truck Traffic Analysis using Weigh-In-Motion (WIM) Data in California*. University of California, Berkeley. Institute of Transportation Studies, Pavement Research Center. 103 + 200 s.

Lu, Y. & Yang, S. & Li, S. & Chen, L. 2009. *Numerical and experimental investigation on stochastic dynamic load of a heavy duty vehicle*. Applied Mathematical Modelling. Vol. 34:10. S. 2698–2710. ISSN 0307–904X.

Metsätrans. 2009. *CTI antaa puuautolle ”lumikengät”*. Metsätrans-lehti 3/2009. S. 42–45. ISSN 1457-2656.

Metsätrans. 2011. *CTI-autot yleistyvät puunajossa*. Metsätrans-lehti 6/2011. S. 76–78. ISSN 1457-2656.

Munro, R. & MacCulloch, F. 2008. *Tyre Pressure Control on Timber Haulage Vehicles. Some observations on a trial in Highland, Scotland*. Roadex III Publications. 74 s. [Verkkojulkaisu.] [Viitattu 26.06.2013.] Saatavissa: <http://www.roadex.org/uploads/publications/docs-RIII-EN/TPCS%20Trial%20-%20RIII.pdf>.

OECD. 1988. *Heavy Trucks, Climate and Pavement Damage*. Organisation for Economic Co-operation and Development: Pariisi, Ranska.

OECD, 1998. *Dynamic interaction between vehicles and infrastructure experiment (DIVINE). Technical report*. 151 s. [Viitattu 10.06.2013]. Saatavissa: <http://www.oecd.org/sti/transport/roadtransportresearch/2754406.pdf>.

Pihlajamäki, J. 2001. *TPPT Menetelmäkuvaus. Liikennesuunnittelun laskeminen*. 18 + 4 s. [Verkkojulkaisu.] [Viitattu 03.06.2013.] Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/3-liikennesuunnittelu.pdf>.

Pihlajamäki, J. 2012. *Suulakepuristetun polystyreenilevyn soveltuvuus pehmeikölle perustetun kadun päällysrakenteeseen*. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu, Rakennustekniikan laitos. Espoo. 57 + 1 s.

Priest, A.L. & Timm, D.H. & Barrett, W. E. 2005. *Mechanistic comparison of wide-base single vs. standard dual tire configurations*. National Center for Asphalt Technology report 05-03. 25 s.

- Puurunen, J. 2013. *Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun valtioneuvoston asetuksen muuttamisesta*. Muistio 27.03.2013. [Viitattu 03.06.2013]. Saatavissa: http://www.lvm.fi/web/fi/uudet-asiakirjat?p_p_id=lvmmahtiportlet_WAR_lvmmahtiportlet&p_p_lifecycle=0&p_p_state=exclusive&p_p_mode=view&p_p_col_id=column-1&p_p_col_pos=1&p_p_col_count=2&_lvmmahtiportlet_WAR_lvmmahtiportlet_action=getdoc&_lvmmahtiportlet_WAR_lvmmahtiportlet_did=97022.
- Reddy, J.N. 2004. *Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis*. New York, USA: Oxford University Press. 482 s. ISBN 978-0-19-852529-5.
- Schanz, T. & Vermeer, P.A. & Bonnier, P.G. 1999. *The hardening soil model: Formulation and verification*. Teoksessa: Brinkgreve, R.B.J. Beyond 2000 in computational geotechnics: 10 years of PLAXIS International. Amsterdam, Alankomaat. 18.–20.3.1999. Rotterdam, Alankomaat: Taylor & Francis. S. 1–16. ISBN 90-5809-040-X.
- Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 1985. *RIL 157-1 Geomekaniikka I*. Helsinki, Suomi: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. 479 s. ISBN 951-758-086-X.
- Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 1974. *RIL 95 Pohjarakennus*. Helsinki, Suomi: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. 459 s. ISBN 951-758-003-7.
- Said, S. F. & Hakim, H. 2013. *Effect of transversal distribution of heavy vehicles on rut formation in bituminous layers*. Teoksessa: Hoff, I. & Mork, H. & Saba, R. G. Proceedings of the ninth international conference on the bearing capacity of roads, railways and airfields. Trondheim, Norja. 25.–27.06.2013. Trondheim, Norja: Akademika Publishing. S. 29–35. ISBN 978-82-321-0285-3.
- Savolainen, M. & Ryyänen, T. & Belt, J. & Ehrola, E. 2001a. *Tiehallinnon selvityksiä 69/2001. Temmeksen koetien tutkimukset 1996–2001: Yhteenvetoraportti*. 38 s. ISBN 951-726-825-4.
- Savolainen, M. & Ryyänen, T. & Belt, J. & Ehrola, E. 2001b. *Tiehallinnon selvityksiä 22/2001. Liikennekuormitusten määrittäminen tierakenteiden vasteiden avulla*. 67 + 5 s. ISBN 951-726-753-3.
- SFS-EN 1991-2. 2004. *Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat*. Helsinki, Suomi: Suomen standardisoimisliitto. 143 s.
- Siekkinen, A. 2011. *Säädettävät rengaspaineet raskaissa kuljetuksissa*. Liikenteen suunta. 4/2011. S. 27–29. ISSN 1799-2052.
- Steven, B. D & de Pont, J.J. & Pidwerbesky, B.D. & Arnold, G. 1999. *Accelerated Dynamic Loading of Flexible Pavements at CAPTIF*. Teoksessa: Proceedings of International Conference on Accelerated Pavement Testing. Reno, Nevada, USA. 18.–20.08.1999. [Viitattu 07.06.2013]. Saatavissa: <http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/apt/DATA/GS02-03.PDF>.
- Suomen kuljetus ja logistiikka SKAL. 2009. *Raskaan liikenteen ajoneuvojen nimitykset*. [Viitattu 05.06.2013]. Saatavissa: http://www.skali.fi/etusivu_vanha/viestinta/medialle/hyva_tietaa_kuljetusalasta.

Suomen virallinen tilasto SVT. 2013. *Moottoriajoneuvokanta*. [Verkkojulkaisu]. Helsinki: Tilastokeskus. [Viitattu 30.05.2013]. Saatavissa: https://www.tilastokeskus.fi/til/mkan/2012/mkan_2012_2013-03-22_fi.pdf . ISSN 1798-856X.

Sweere, G.T.H. 1990. *Unbound granular bases for roads*. Väitöskirja. Delftin teknillinen yliopisto, Alankomaat. 431 s.

Tiehallinto. 2004. *Tierakenteen suunnittelu*. 69 s. ISBN 951-803-403-6

Tiehallinto. 2005. *Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D. Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyysmallit*. [Verkkojulkaisu.] 13 s. [Viitattu 31.05.2013]. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/tts71d.pdf> .

Tielaitos. 2000. *Tielaitoksen selvityksiä 6/2000. Akselimassatutkimus 1998–1999*. 275 s. ISBN 951-726-614-6.

Tielaitos. 1999. *Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja 50/1999. Analyttisessä mitoituksessa käytettävät asfalttipäällysteen jäykkyydet ja väsymismallit*. Helsinki, Suomi: Oy Edita Ab. 73 s. TIEL 4000229.

Tieyhdistys. 2012a. *Tiemäärärahat ja liikennesuorite*. [Viitattu 03.06.2013.] Saatavissa: <http://www.tieyhdistys.fi/binary/file/-/id/3/fid/10/> .

Tieyhdistys. 2012b. *Tieyhdistys vaatii liikennepolitiikkaan uusharkintaa*. [Viitattu 03.06.2013]. Saatavissa: <http://www.tieyhdistys.fi/sitenews/view/-/nid/31/ngid/3/> .

Tie & Liikenne. 2013. *Raskaalle liikenteelle uudet mitat ja massat*. Tie & Liikenne. Vol 83:5. S. 46. ISSN 0355-7855.

TPC International LTD. 2013. *Tireboss Tire Pressure Control Service Manual*. 68 s. [Viitattu 26.06.2013.] Saatavissa: <http://www.tirepressurecontrol.com/pdf/SERVICEv4.pdf> .

Thom, N. 2008. *Principles of pavement engineering*. Lontoo, Englanti: Thomas Telford Publishing. 469 s. ISBN 978-0-7277-3480-8.

Tyreright. 2012. Kuva internet-sivulta. [Viitattu 14.06.2013]. Saatavissa: <http://www.tyreright.com.au/en/Sidewall/Blog/Tyre%20Information/2012/May/31/Ask%20Jack%20-%20Why%20do%20I%20need%20to%20put%20air%20in%20my%20tyres.aspx> .

Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta. 2013. 06.06.2013. [Viitattu 07.06.2013]. Saatavissa: http://www.lvm.fi/c/document_library/get_file?folderId=2460607&name=DLFE-20054.pdf&title=Valtioneuvoston%20asetus%20ajoneuvojen%20k%C3%A4yt%C3%B6st%C3%A4%20tiell%C3%A4%20annetun%20asetuksen%20muuttamisesta .
Vuorimies, N. & Matintupa, A. & Luomala, H. 2009. *CTI puutavara-autossa. Keuruun metsätien syksyn 2008 ja Vesilahden maantien kevään 2009 mittauksen tulokset*. Metsätehon raportti 207. 49 s. [Verkkojulkaisu.] [Viitattu 26.06.2013.] Saatavissa:

http://www.metsateho.fi/files/metsateho/Raportti/Raportti_207_CTI_puutavara-autossa_ak-ym.pdf . ISSN 1459-773X (painettu) ISSN 1796-2374 (verkkojulkaisu).

Vuorimies, N. & Luomala, H. & Munro, R. & Kolisoja, P. 2012. *Stynie wood demonstration project, Mosstodloch, Scotland. A Report on a Demonstration of Tyre Pressure Control on Timber Haulage Vehicles travelling on a Gravel Forest Road*. Roadex Publications. 44 s. [Verkkojulkaisu.] [Viitattu 27.06.2013.] Saatavissa: <http://www.roadex.org/uploads/publications/Demonstration%20of%20TPCS%20ground%20pressures,%20Scotland%20%282012%29.pdf> .

Wang, G. 2009. *Effects of truck tire type and tire-pavement interaction on top-down cracking and instability rutting*. Väitöskirja. University of Florida, USA. 257 s.

Wang, H. 2011. *Analysis of tire-pavement interaction and pavement responses using a decoupled modeling approach*. Väitöskirja. University of Illinois, USA. 174 s.

Zariņš, A. 2013. *Heavy load impact on low volume road pavement*. Teoksessa: Hoff, I. & Mork, H. & Saba, R. G. Proceedings of the ninth international conference on the bearing capacity of roads, railways and airfields. Trondheim, Norja. 25.–27.06.2013. Trondheim, Norja: Akademika Publishing. S. 21–28. ISBN 978-82-321-0285-3.

Liiteluettelo

Liite 1. Suomessa käytetyt kuorma-autotyypit ja niiden suurimmat sallitut mitat ja massat vuoden 1997 asetuksen mukaisina. 3 sivua.

Liite 2. Ajoneuvojen suurimmat sallitut akseli-, teli- ja kokonaismassat vuoden 1997 asetuksen mukaisina. 2 sivua.

Liite 3. HVS-kokeessa mitatut kosketuspinta-alat super single –yksikköpyörälle ja paripyörälle. 2 sivua.

Liite 4. Tien alusrakenteen kelpoisuusluokat ja mitoitusominaisuudet. 1 sivu.

Liite 5. Laskennassa käytettyjä ajoneuvoja sekä telirakenteita kuvaavat kuormituskaaviot. 9 sivua.

Liite 6. Plaxis 3D –mallin toiminnan verifioimiseen käytettyjen HVS-mittaustulosten koerakenne ja sen instrumentointi. 1 sivu.

Liite 7. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 2-akselisista 19 ja 21 tonnin teleistä rakennetapauksissa 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB. 2 sivua.

Liite 8. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista 24 ja 27 tonnin teleistä rakennetapauksissa 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB. 2 sivua.

Liite 9. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin ylikuorman vaikutus. 2 sivua.

Liite 10. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin epätasaisesti jakautuneen kuorman vaikutus. 2 sivua.

Liite 11. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin pidennetyn akselivälin vaikutus. 2 sivua.

Liite 12. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin alennettujen rengaspaineiden vaikutus. 2 sivua.

Liite 13. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. Asfalttibetonin kimmomoduulin vaikutus 27 tonnin telin tapauksessa. 2 sivua.

Liite 14. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. AB- ja suodatinkerroksen paksuuden vaikutus 27 tonnin telin tapauksessa. 2 sivua.

Liite 15. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. Pohjavedenpinnan korkeuden vaikutus 27 tonnin telin tapauksessa. 2 sivua.

Liite 1. Suomessa käytetyt kuorma-autotyypit ja niiden suurimmat sallitut mitat ja massat vuoden 1997 asetuksen mukaisina (SKAL 2009)

KUORMA-AUTOT (NUPPIAUTOT)



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 12 m Kokonaismassa 18 t



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 12 m Kokonaismassa 25/26 t



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 12 m Kokonaismassa 32 t



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 12 m Kokonaismassa 38 t

PUOLIPERÄVAUNUYHDISTELMÄT (REKKA-AUTOT)



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 16.5 m
Kokonaismassa 42 t



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 16.5 m
Kokonaismassa 45/46 t



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 16.5 m
Kokonaismassa 48 t

KESKIAKSELIPERÄVAUNUYHDISTELMÄ



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 18.75 m
Kokonaismassa 44 t

VARSINAINEN PERÄVAUNUYHDISTELMÄ

4 - akselinen



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 22 m
Kokonaismassa 36 t

5 - akselinen



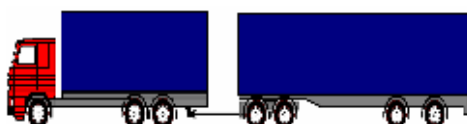
Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 22 m
Kokonaismassa 44 t

6 – akselinen



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 22 m
Kokonaismassa 53 t

7 – akselinen



Korkeus 4.2 m Leveys 2.6 m
Pituus 22 m
Kokonaismassa 60 t

MODUULIT (RAKENTEELLINEN PITUUS YLI 22 M)

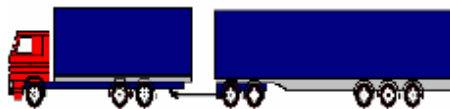
Moduuli on ajoneuvoyhdistelmä, jonka rakenteellinen pituus on yli 22 m.

Varsinainen perävaunuyhdistelmä



Korkeus 4.2 m Leveys 2.55/2.60 m
Pituus 25.25 m
Kokonaismassa 60 t

Kuorma-auto + dolly + puoliperävaunu



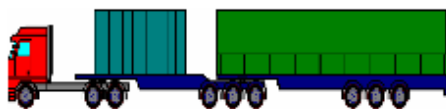
Korkeus 4.2 m Leveys 2.55/2.60 m
Pituus 25.25 m
Kokonaismassa 60 t

Puoliperävaunuyhdistelmä + keskiakseliperävaunu



Korkeus 4.2 m Leveys 2.55/2.60 m
Pituus 25.25 m
Kokonaismassa 60 t

Puoliperävaunuyhdistelmä + puoliperävaunu - B- trailer



Korkeus 4.2 m Leveys 2.55/2.60 m
Pituus 25.25 m
Kokonaismassa 60 t

Moduuliyhdistelmässä kuormakorien yhteenlaskettu pituus saa olla enintään 21.42 m.

Liite 2. Ajoneuvojen suurimmat sallitut akseli-, teli- ja kokonaismassat vuoden 1997 asetuksen mukaisina (Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä 670/1997, 20 §, 21 §, 23 §)

Suurimmat sallitut akselimassat

Muu kuin vetävä akseli	10 t
Vetävä akseli	11,5 t

Suurimmat sallitut ajoneuvon telimassat

Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on pienempi kuin 1,0 metriä	11,5 t
Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on vähintään 1,0 metriä mutta pienempi kuin 1,3 metriä	16 t
Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on vähintään 1,3 metriä mutta pienempi kuin 1,8 metriä	18 t
Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on vähintään 1,3 metriä mutta pienempi kuin 1,8 metriä ja vetävä akseli on varustettu paripyörin ja ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos kukin vetävä akseli on varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 9,5 tonnia	19 t
Kolmiakselinen teli, jos akselien etäisyys on pienempi kuin 1,3 metriä	21 t
Kolmiakselinen teli, jos akselien etäisyys on vähintään 1,3 metriä	24 t

Suurimmat sallitut perävaunun telimassat

Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on pienempi kuin 1,0 metriä	11 t
Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on vähintään 1,0 metriä mutta pienempi kuin 1,3 metriä	16 t
Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on vähintään 1,3 metriä mutta pienempi kuin 1,8 metriä	18 t
Kaksiakselinen teli, jos akseliväli on vähintään 1,8 metriä	20 t
Kolmiakselinen teli, jos akselien etäisyys on enintään 1,3 metriä	21 t
Kolmiakselinen teli, jos akselien etäisyys on suurempi kuin 1,3 metriä	24 t
Neli- tai useampiakselinen teli	24 t

Suurimmat sallitut auton kokonaismassat

Kaksiakselinen auto	18 t
Kolmiakselinen auto	25 t
Kolmiakselinen auto, jos sen vetävä akseli on varustettu paripyörin ja ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos kukin vetävä akseli on varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 9,5 tonnia	26 t
Kolmiakselinen nivellinja-auto	28 t
Neliakselinen auto	31 t
Kolmiakselinen auto, jos sen vetävä akseli on varustettu paripyörin ja ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos kukin vetävä akseli on varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 9,5 tonnia	32 t
Viisiakselinen auto	38 t

* Neli- tai viisiakselisen auton kokonaismassa ei kuitenkaan saa ylittää määrää, joka saadaan lisäämällä 20 tonniin 270 kg, kun on kysymys neliakselisesta autosta, ja 350 kg, kun on kysymys viisiakselisesta autosta, jokaiselta 0,10 metriltä, jonka auton äärimmäisten akselien välinen etäisyys ylittää 1,80 metriä.

* Ajoneuvon massasta tulee vähintään 20 prosenttia kohdistua ohjaavaan akseliin tai ohjaaviin akseleihin.

Suurimmat sallitut auton ja perävaunun yhdistelmän kokonaismassat

Auton ja puoliperävaunun yhdistelmä	48 t
Auton ja keskiakseliperävaunun yhdistelmä	44 t
Auton ja varsinaisen perävaunun yhdistelmä tai auton, apuvaunun ja puoliperävaunun yhdistelmä tahi auton, puoliperävaunun ja sen päälle kytketyn toisen puoliperävaunun yhdistelmä taikka auton, puoliperävaunun ja keskiakseliperävaunun yhdistelmä:	
neliakselisena	36 t
viisiakselisena	44 t
kuusiakselisena	53 t
vähintään seitsemänakselisena	60 t

* Auton ja siihen kytketyn perävaunun muodostaman kokonaismassaltaan yli 44 tonnin ajoneuvoyhdistelmän kokonaismassa ei kuitenkaan saa ylittää määrää, joka saadaan lisäämällä 20 tonniin 270 kg jokaiselta 0,10 metriltä, jonka ajoneuvon tai ajoneuvoyhdistelmän äärimmäisten akselien väli ylittää 1,80 metriä. Tätä sääntöä sovelletaan myös 1 momentin c kohdassa tarkoitetun yhdistelmän osana olevaan auton ja puoliperävaunun yli 44 tonnin ajoneuvoyhdistelmään. Ajoneuvoyhdistelmässä, jonka kokonaismassa on suurempi kuin 40 tonnia, auton takimaisen ja kokonaismassaltaan yli 10 tonnin perävaunun etummaisen akselin välin tulee olla vähintään 3,0 metriä.

Liite 3. HVS-kokeessa mitatut kosketuspinta-alat super single –yksikköpyörälle ja paripyörälle (Korkiala-Tanttu 2008, Appendix A, Appendix B)

HVS-Nordic Super Single wheel

The contact area with varying wheel load and tyre pressure

The contact area has been measured with planimeter from the paper.

Low-volume road test						
Tyre pressure	Wheel load	Width	Length	Measured area	Contact pressure	Measured area
kPa	kN	cm	cm	cm ²	kPa	m ²
500	31,01	24,40	30,90	652,40	475,32	0,06524
500	40,34	29,60	31,00	814,40	495,33	0,08144
500	50,79	34,50	31,20	941,40	539,52	0,097414
500	61,16	37,20	31,40	1064,30	574,65	0,10643
500	70,90	38,00	31,40	1141,10	621,33	0,11411
600	31,00	23,00	30,60	594,90	521,10	0,05949
600	40,44	27,50	31,00	730,60	553,52	0,07306
600	51,01	32,30	31,20	855,70	596,12	0,08557
600	61,19	34,00	31,40	954,30	641,20	0,09543
600	71,31	36,90	31,60	1073,40	664,36	0,10734
600	80,00	38,80	31,70	1171,60	682,83	0,11716
700	31,01	21,70	30,00	543,40	570,67	0,05434
700	39,90	25,40	30,90	667,40	597,84	0,06674
700	51,17	28,50	31,10	778,20	657,54	0,07782
700	60,94	31,80	31,30	883,30	689,91	0,08833
700	71,15	33,70	31,40	977,50	727,88	0,09775
700	81,80	36,30	31,60	1081,10	756,64	0,10811
800	31,01	20,70	29,30	520,30	596,00	0,05203
800	40,08	23,80	29,60	625,90	640,36	0,06259
800	49,99	25,40	31,00	707,60	706,47	0,07076
800	60,85	28,70	31,40	825,10	737,49	0,08251
800	70,91	30,00	31,40	889,10	797,55	0,08891
800	82,10	34,00	31,60	1019,50	805,30	0,10195
900	30,98	20,30	30,30	511,20	606,03	0,05112
900	39,88	22,10	30,60	581,20	686,17	0,05812
900	50,79	25,10	31,00	715,30	710,05	0,07153
900	60,90	28,00	31,20	809,20	752,60	0,08092
900	71,12	29,00	31,20	869,20	818,22	0,08692
900	82,00	32,00	31,60	990,60	827,78	0,09906

HVS-Nordic dual wheel**The contact area with varying wheel load and tyre pressure**

The contact area has been measured with planimeter from the paper.

Spring-overload test		Tyre 1			Tyre 2			Distance between tyres	Measured total area	Contact pressure	Average width	Average length
Tyre pressure	Wheel load	Width	Length	Measured area	Width	Length	Measured area					
kPa	kN	cm	cm	cm ²	cm	cm	cm ²	cm	m ²	kPa	cm	cm
500	30,20	22,10	19,20	386,50	22,20	19,90	381,00	10,50	0,07675	393,50	22,15	19,55
500	40,10	22,50	22,50	458,50	22,30	22,50	443,00	10,30	0,09015	444,80	22,40	22,50
500	50,59	22,70	25,30	530,00	22,60	25,40	536,70	10,20	0,10667	474,30	22,65	25,35
500	60,88	22,60	27,70	581,10	22,60	27,60	595,90	10,20	0,1177	517,20	22,60	27,65
500	70,97	22,60	29,80	637,70	22,60	29,90	644,80	10,30	0,12825	553,40	22,60	29,85
500	81,90	22,70	34,80	730,90	22,70	34,40	714,80	10,10	0,14457	566,50	22,70	34,60
600	30,33	22,10	18,90	347,30	22,30	20,10	389,50	10,40	0,07368	411,60	22,20	19,50
600	40,47	22,20	20,50	392,50	22,40	21,00	423,50	10,25	0,0816	496,00	22,30	20,75
600	50,92	22,60	22,30	460,00	22,70	23,30	509,40	10,10	0,09694	525,30	22,65	22,80
600	60,15	22,60	25,20	523,50	22,70	26,20	553,70	10,20	0,10772	558,40	22,65	25,70
600	71,05	22,70	27,60	574,70	22,80	28,30	602,10	10,10	0,11768	603,80	22,75	27,95
600	82,00	22,80	30,90	644,00	22,70	32,40	678,30	10,10	0,13223	620,10	22,75	31,65
700	30,25	21,40	17,10	309,50	21,60	17,00	317,60	11,00	0,06271	482,40	21,50	17,05
700	40,59	22,00	19,30	377,50	22,00	19,40	386,00	10,60	0,07635	531,60	22,00	19,35
700	50,41	22,30	21,20	429,50	22,40	21,80	443,60	10,40	0,08731	577,40	22,35	21,50
700	61,19	22,70	23,90	503,80	22,70	23,60	509,30	10,30	0,10131	604,00	22,70	23,75
700	70,94	22,70	26,30	556,50	22,70	26,00	568,90	10,20	0,11254	630,40	22,70	26,15
700	81,20	23,00	29,00	630,10	22,90	29,40	637,30	10,10	0,12674	640,70	22,95	29,20
800	30,26	21,20	16,20	290,40	21,00	17,20	303,60	11,50	0,0594	509,40	21,10	16,70
800	40,15	22,20	18,80	363,40	22,30	18,70	374,20	10,30	0,07376	544,30	22,25	18,75
800	50,93	22,50	21,10	419,40	22,60	21,00	430,20	10,20	0,08496	599,50	22,55	21,05
800	60,15	22,70	22,70	477,20	22,90	22,50	484,20	10,10	0,09614	625,70	22,80	22,60
800	70,56	22,80	24,30	520,00	22,60	24,60	529,80	10,10	0,10498	672,10	22,70	24,45
800	80,00	22,90	27,70	601,40	22,90	28,30	605,80	10,00	0,12072	662,70	22,90	28,00
*calculated average value for 850 kPa												
850	70,82	22,85	24,05	517	22,75	24,4	528,3	10,1	0,10452	677,60	22,80	24,23
900	30,26	21,1	16,6	296,4	21,6	17,3	308,7	11,1	0,06051	500,10	21,35	16,95
900	40,3	22,3	19	367	22	19,1	367,6	10,5	0,07346	548,60	22,15	19,05
900	50,73	22,7	20,4	421,1	22,6	21,5	440,3	10,1	0,08614	588,90	22,65	20,95
900	60,86	22,8	22,3	468,4	22,7	23,9	488,9	10,1	0,09573	635,70	22,75	23,10
900	71,08	22,9	23,8	513,9	22,9	24,2	526,7	10,1	0,10406	683,10	22,90	24,00
900	80	23	26,5	572,8	23,1	27,1	593,2	10	0,1166	686,10	23,05	26,80

Liite 4. Tien alusrakenteen kelpoisuusluokat ja mitoitusominaisuudet kelpoisuusluokittain ”kuivissa” ja ”märissä olosuhteissa”. (Tiehallinto 2004, s. 35)

Kelpoisuusluokka	Läpäisy-% pesuseulon- nassa		Routa- turpoama t (%)		E -moduuli (MPa)		Informatiivisia tietoja		
	0,063 mm seula	2 mm seula	Kui- va	Mär- kä	Kui- va	Mär- kä	Geo- maalaji- luokka	Routi- vuus	Mahdolli- nen käyttö- kohde
S1	alle 7	alle 70	0	0	100	100	Sr, srHk (SrMr, srHkMr)	routi- maton	jakava kerros
S2 ¹⁾	7 – 15	alle 70	0	3	70	50	SrMr, srHkMr	lievästi routiva	penger, stabilointi
S3	16 - 30	alle 70	3	6	50	35	SrMr, srHkMr	routiva	penger kuivana
S4	31 - 50	alle 70	6	12	35	20	siSrMr sisrHkMr	routiva	penger kuivana
H1	alle 7	yli 70	0	0	70	70	Hk, (HkMr)	routi- maton	suodatin
H2 ²⁾	7 - 15	yli 70	3	3	50	50	Hk, HkMr	lievästi routiva	suodatin
H3	16 - 30	yli 70	6	12	35	20	Hk, HkMr	routiva	penger kuivana
H4	31 - 50	yli 70	6	12	35	20	siHk, siHkMr	routiva	penger kuivana
U1	yli 50		12	16	20	20	Si, SiMr, kerrall. Sa/Si ³⁾	erittäin routiva	maaston muotoilut, läjitys
U2	yli 50			6 ⁴⁾		35	jäykkä Sa ⁵⁾	routiva	
U3	yli 50			6 ⁴⁾		10	pehmeä Sa ⁵⁾	routiva	
U4				6		10	Lj	routiva	

1) Kuuluu luokkaan S1, jos läpäisyprosentti 0,02 mm kohdalla on alle 3.

2) Kelpoisuusluokan H2 hiekka, joka täyttää suodatinkerroksen laatuvaatimukset ja näytteet tutkitaan ohjeen TYLT Kerros- ja pengerrakenteet mukaisesti: E = 70 MPa, t = 0 % (vaikka muuten E olisi pienempi ja t olisi suurempi).

3) Kerrallinen savi/siltti (Sa/Si) on maata, jossa saven joukossa on ainakin paikoin silttikerroksia tai sitäkin karkeampia (vettä johtavia) kerroksia.

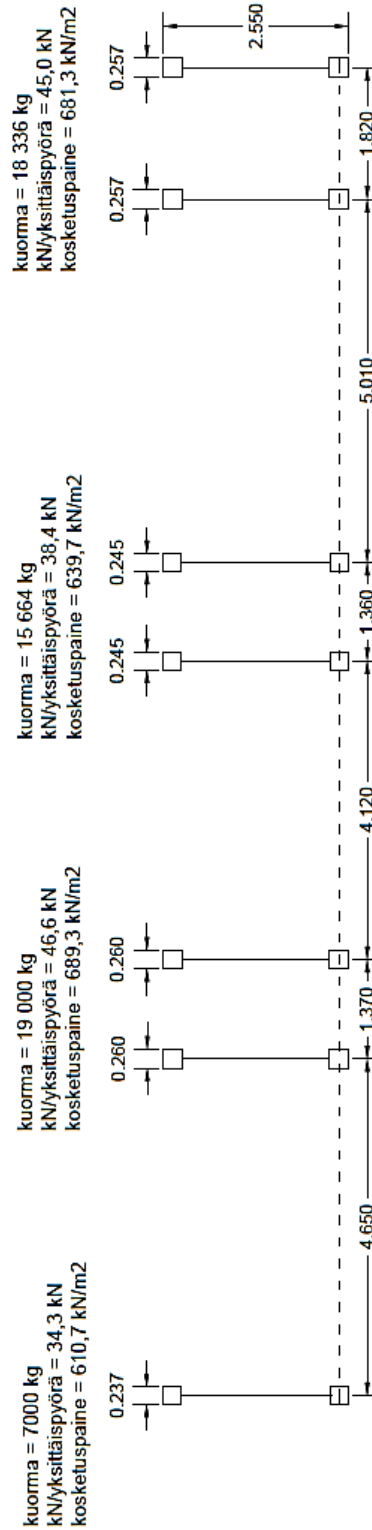
4) Saven paikallinen routaturpoama voidaan määrittää myös takaisinlaskennalla lähistön olemassa olevan tien routanousuhavainnoista.

5) Savi (Sa) on jäykkä, kun siipikairalla määritetty leikkauslujuus on vähintään 40 kPa ja pehmeä, kun leikkauslujuus on alle 40 kPa.

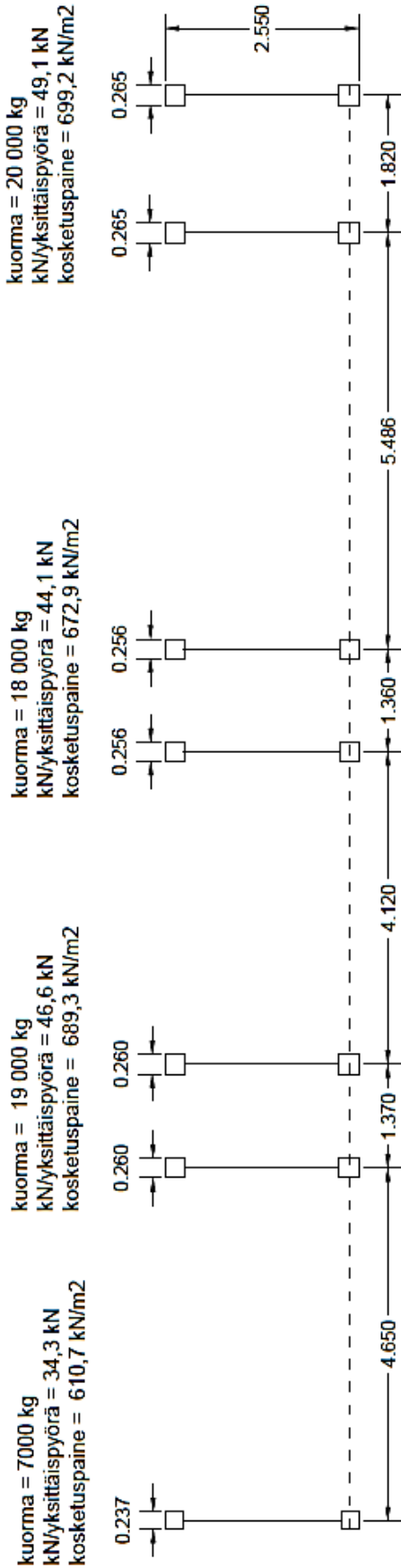
Liite 5. Laskennassa käytettyjä ajoneuvoja sekä telirakenteita kuvaavat kuormituskaaviot.

Kuviin on merkitty katkoviivalla linja, jolta Plaxiksen kuvat on otettu. X:llä on merkitty renkaat, joiden kohdalta tarkemmat analyysit on tehty.

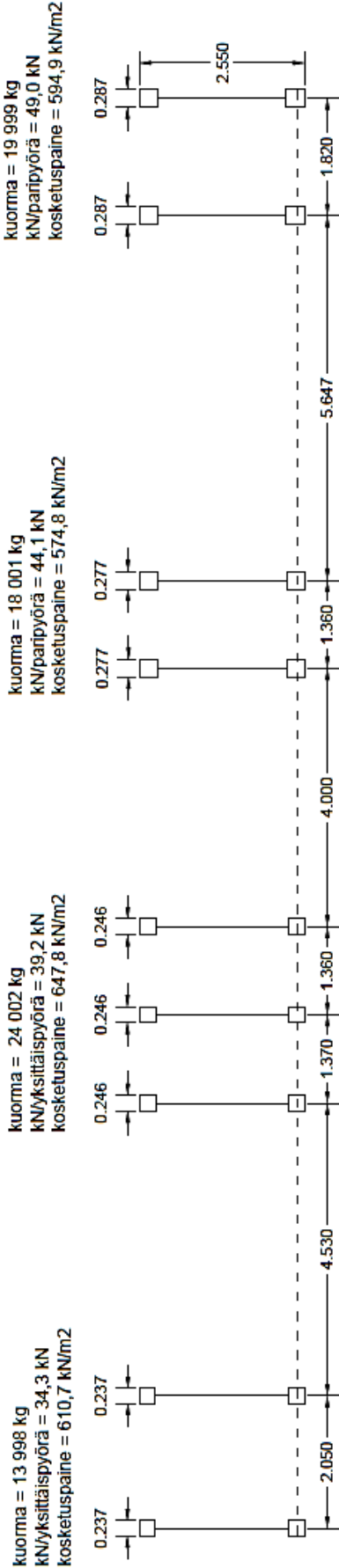
7-akselinen ajoneuvoyhdistelmä, kokonaismassa 60 t



7-akselinen ajoneuvoyhdistelmä, kokonaismassa 64 t



9-akselinen ajoneuvoyhdistelmä, kokonaismassa 76 t



kuorma-auton 2-akselinen 19 t teli

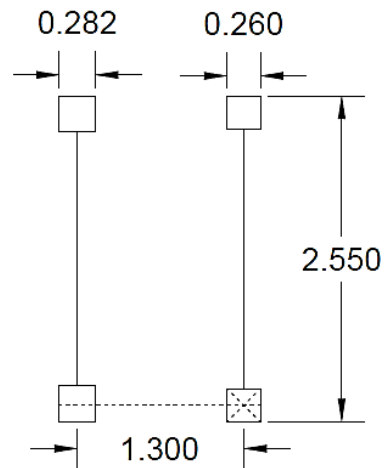
kuorma = 19 000 kg

rengastus: PP + YP

kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 46,6 kN

kosketuspaine yksittäispyörä = 689,3 kN/m²

kosketuspaine paripyörä = 586,0 kN/m²



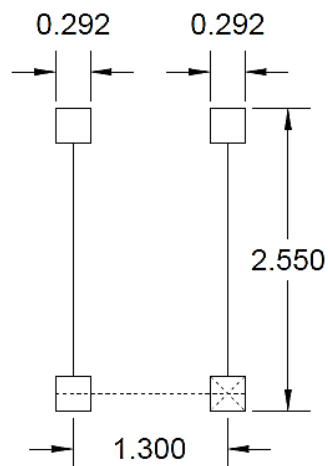
kuorma-auton 2-akselinen 21 t teli

kuorma = 21 000 kg

rengastus: PP + PP

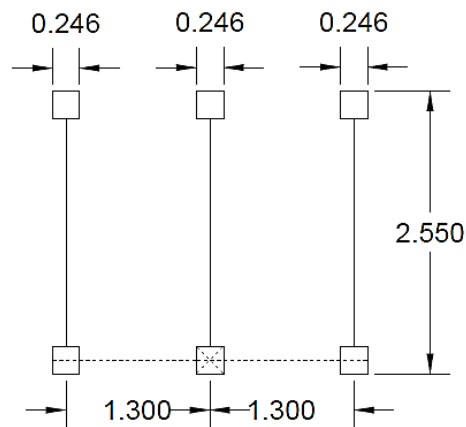
kN/ paripyörä = 51,5 kN

kosketuspaine paripyörä = 604,0 kN/m²



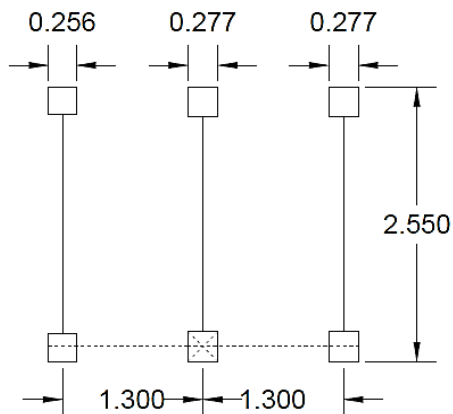
kuorma-auton 3-akselinen 24 t teli

kuorma = 24 000 kg
 rengastus: YP + YP + YP
 kN/yksittäispyörä = 39,2 kN
 kosketuspaine yksittäispyörä = 647,8 kN/m²



kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli

kuorma = 27 000 kg
 rengastus: YP + PP + PP
 kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 44,1 kN
 kosketuspaine yksittäispyörä = 672,9 kN/m²
 kosketuspaine paripyörä = 574,8 kN/m²

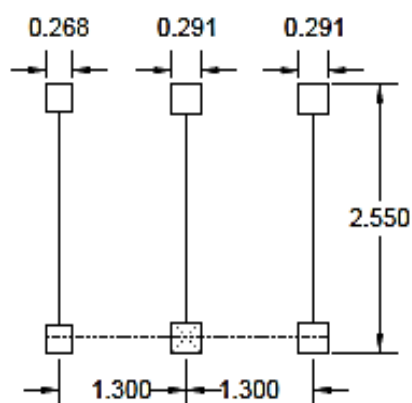


kuorma-auton 3-akselinen 31,05 t teli, 15 % ylikuorma

kuorma = 31 050 kg

rengastus: YP + PP + PP

kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 50,8 kN

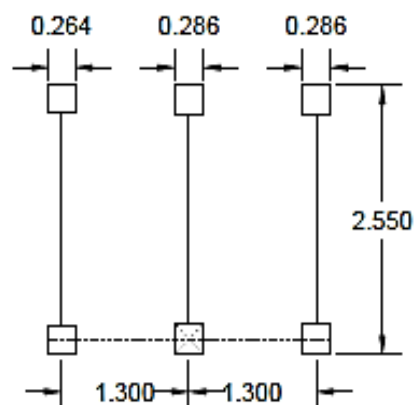
kosketuspaine yksittäispyörä = 707,3 kN/m²kosketuspaine paripyörä = 599,9 kN/m²

kuorma-auton 3-akselinen 29,7 t teli, 10 % ylikuorma

kuorma = 29 700 kg

rengastus: YP + PP + PP

kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 48,6 kN

kosketuspaine yksittäispyörä = 697,3 kN/m²kosketuspaine paripyörä = 594,2 kN/m²

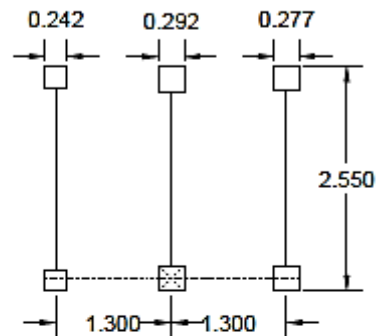
kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli, epätasaisesti jakautunut kuorma

kuorma = 27 000 kg (7,5 t + 10,5 t + 9,0 t)

rengastus: YP + PP + PP

kN/pyörä = 36,8 kN / 51,5 kN / 44,2 kN

kosketuspaineet = 628,4 kN/m² / 604,0 kN/m² / 576,1 kN/m²



**kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli, epätasaisesti jakautunut kuorma
(YP-akseli kantaa vain puolet PP-akselien kuormasta)**

kuorma = 27 000 kg

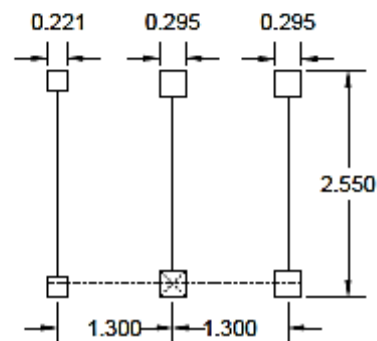
rengastus: YP + PP + PP

kN/yksittäispyörä = 26,49 kN

kN/paripyörä = 52,98 kN

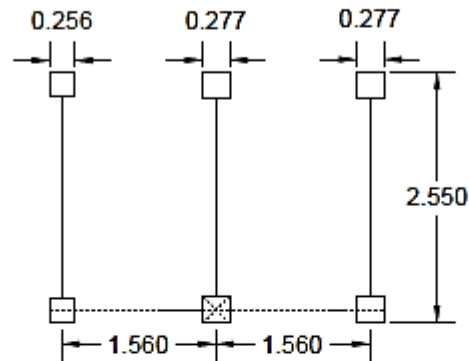
kosketuspaine yksittäispyörä = 542,4 kN/m²

kosketuspaine paripyörä = 608,8 kN/m²



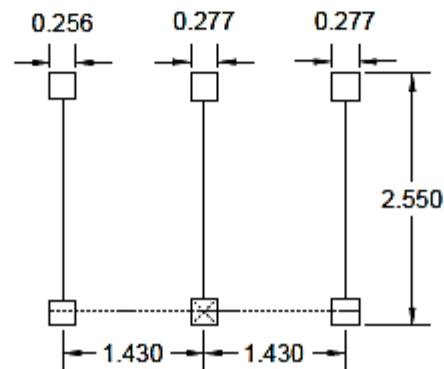
kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli, pidennetty akseliväli +20 %

kuorma = 27 000 kg
 rengastus: YP + PP + PP
 kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 44,1 kN
 kosketuspaine yksittäispyörä = 672,9 kN/m²
 kosketuspaine paripyörä = 574,8 kN/m²



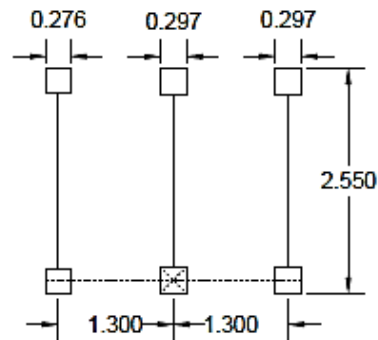
kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli, pidennetty akseliväli +10 %

kuorma = 27 000 kg
 rengastus: YP + PP + PP
 kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 44,1 kN
 kosketuspaine yksittäispyörä = 672,9 kN/m²
 kosketuspaine paripyörä = 574,8 kN/m²



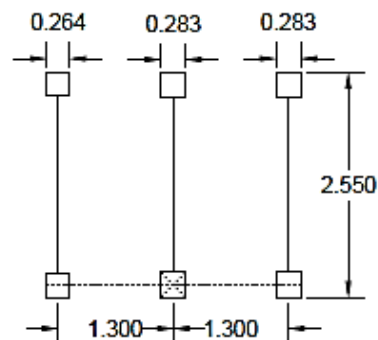
kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli, alennetut rengaspaineet (800 kPa -> 600 kPa)

kuorma = 27 000 kg
 rengastus: YP + PP + PP
 kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 44,1 kN
 kosketuspaine yksittäispyörä = 578,9 kN/m²
 kosketuspaine paripyörä = 499,9 kN/m²

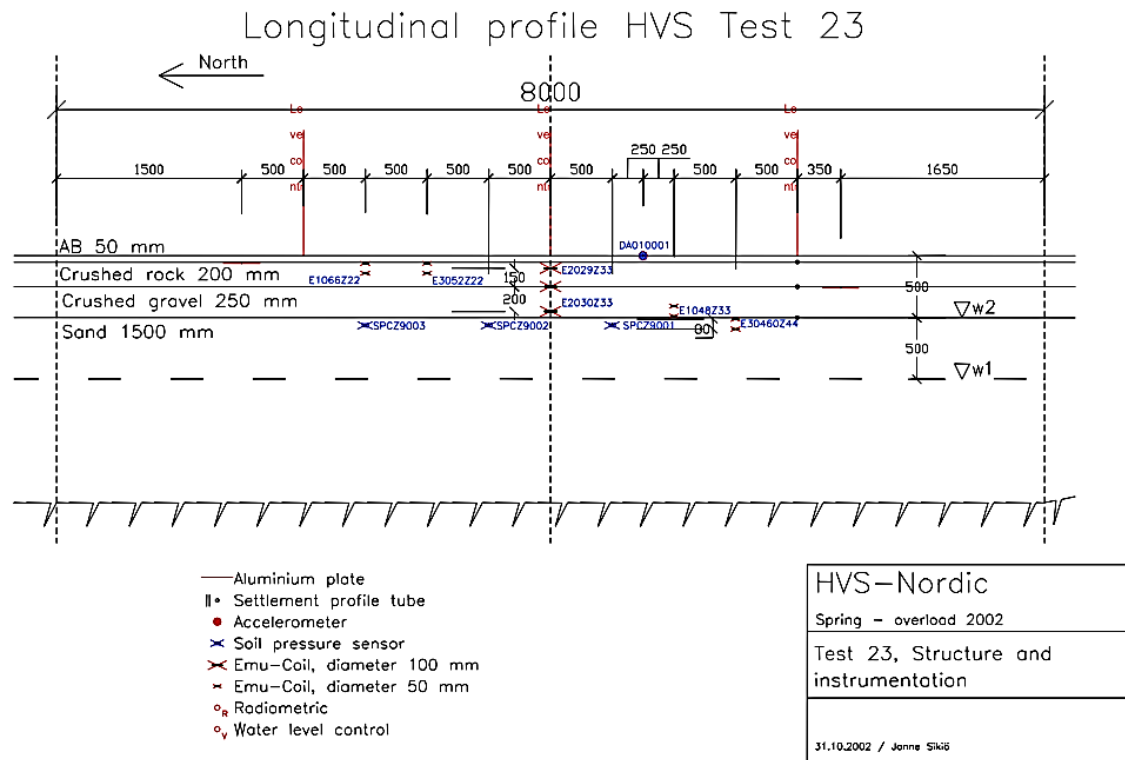


kuorma-auton 3-akselinen 27 t teli, alennetut rengaspaineet (800 kPa -> 700 kPa)

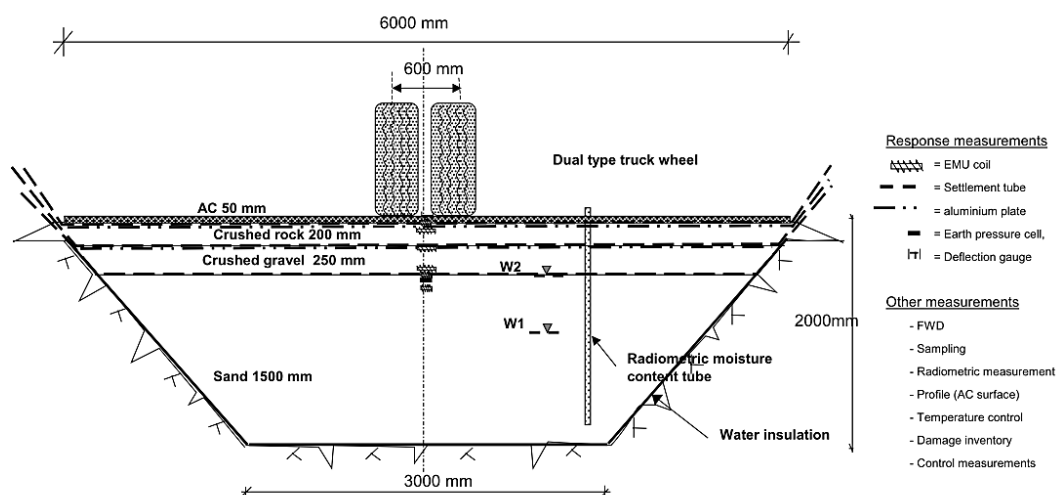
kuorma = 27 000 kg
 rengastus: YP + PP + PP
 kN/yksittäispyörä tai paripyörä = 44,1 kN
 kosketuspaine yksittäispyörä = 632,7 kN/m²
 kosketuspaine paripyörä = 550,6 kN/m²



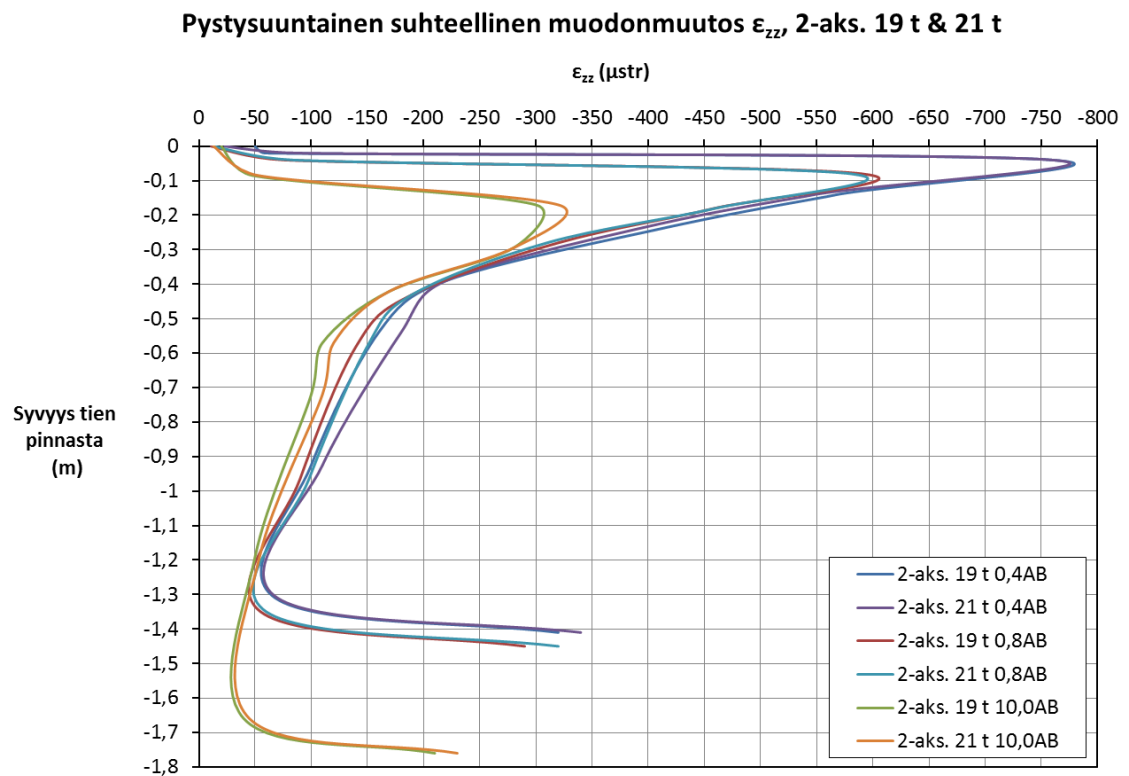
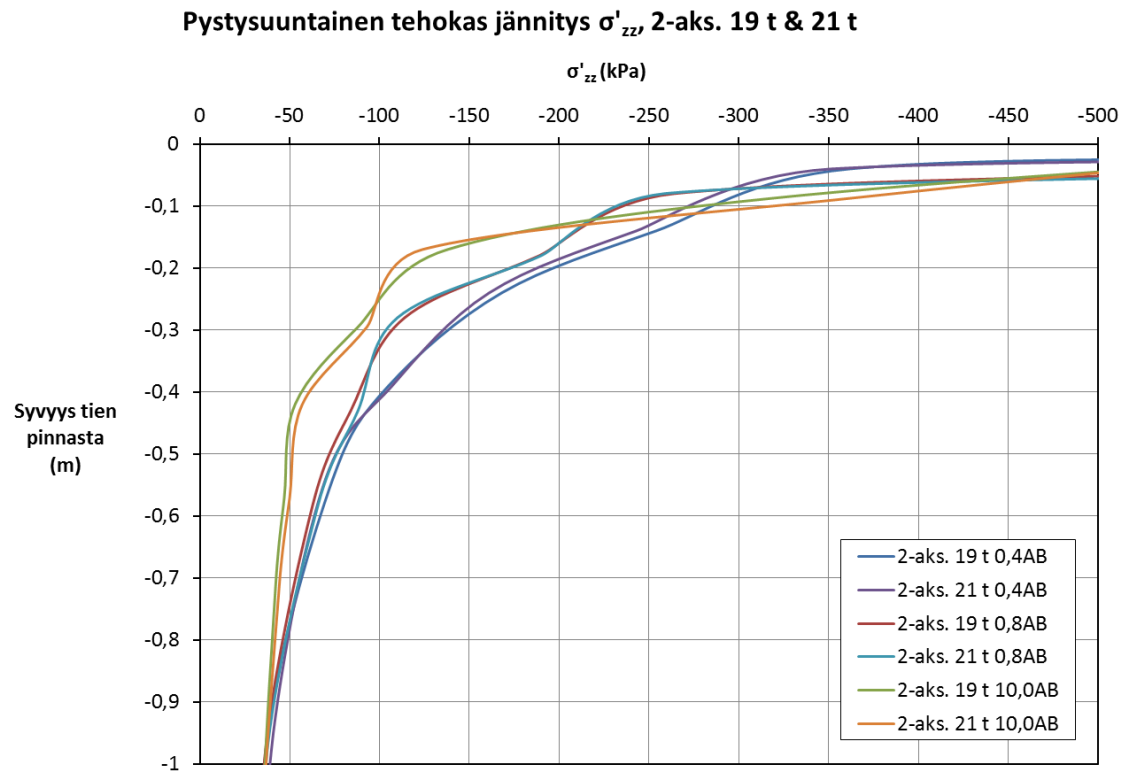
Liite 6. Plaxis 3D –mallin toiminnan verifiointiin käytettyjen HVS-mittaustulosten koerakenne ja sen instrumentointi. (Korkiala-Tanttu ym. 2003, Appendix 1)



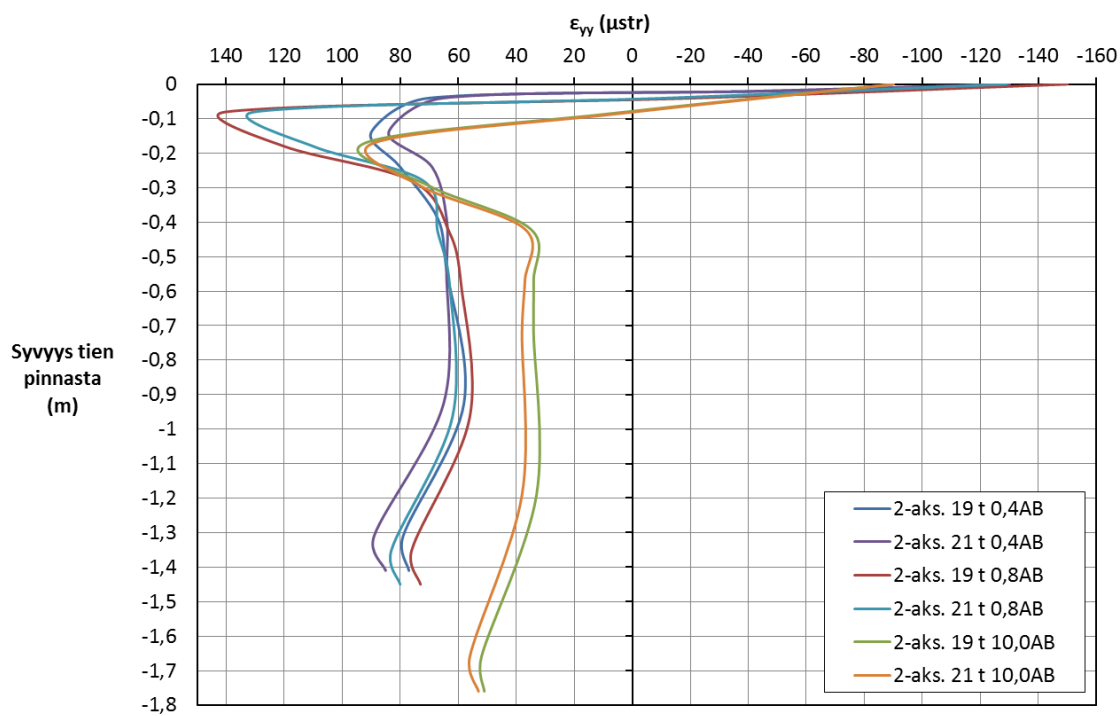
Cross section and instrumentation of the structure



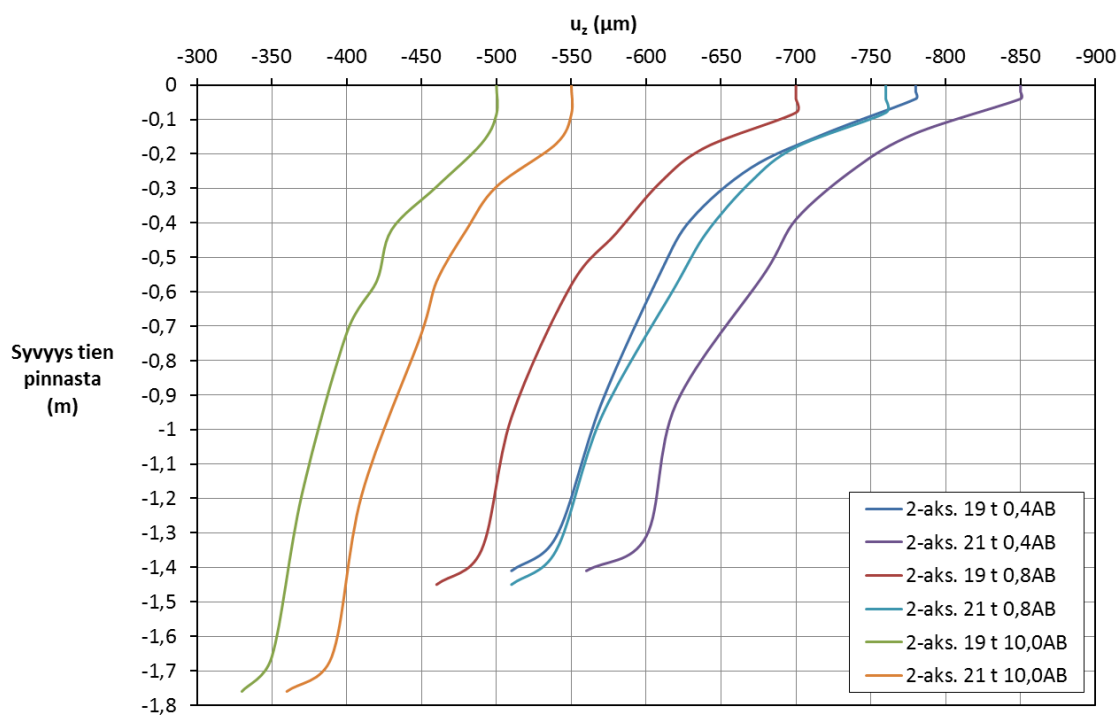
Liite 7. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 2-akselisista 19 ja 21 tonnin teleistä rakennetapauksissa 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB.



Vaakasuuuntainen suhteellinen muodonmuutos ε_{yy} , 2-aks. 19 t & 21 t

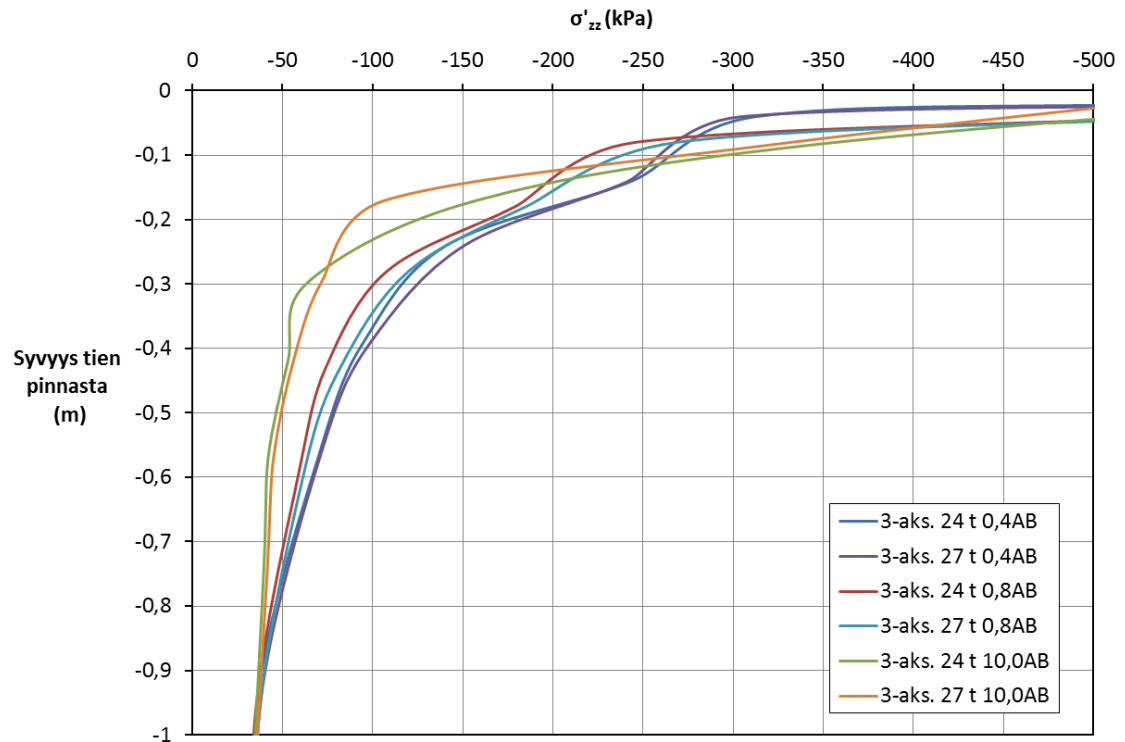


Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 2-aks. 19 t & 21 t

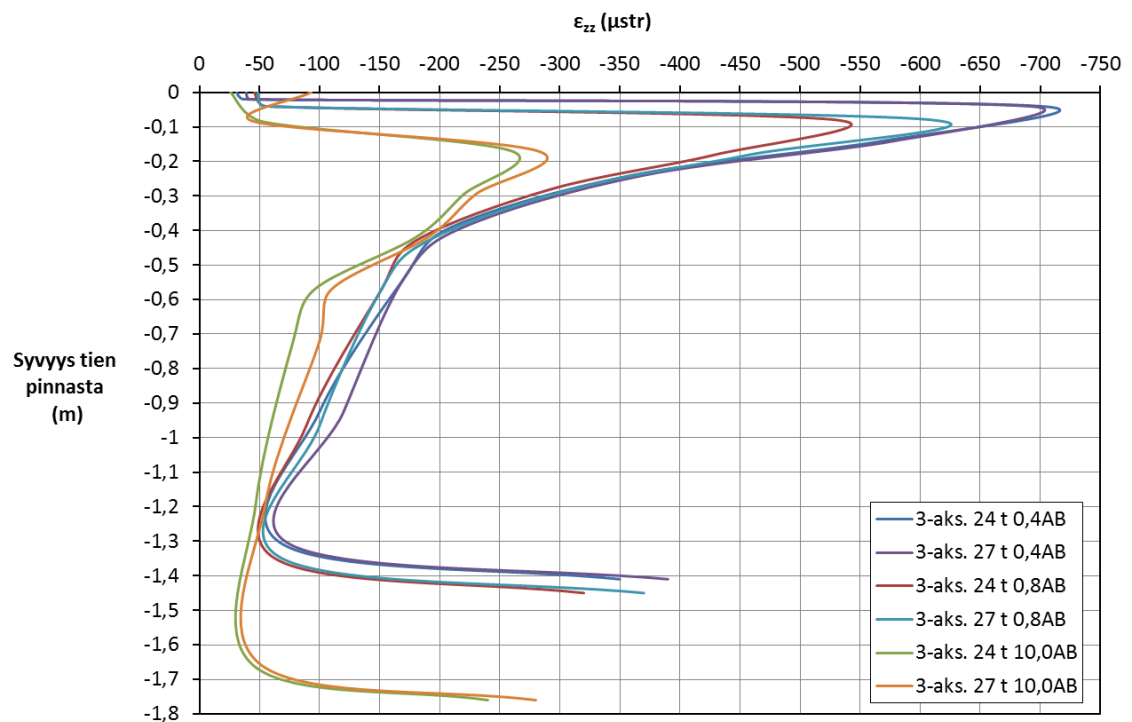


**Liite 8. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat
3-akselisista 24 ja 27 tonnin teleistä
rakennetapauksissa 0,4AB, 0,8AB ja 10,0AB.**

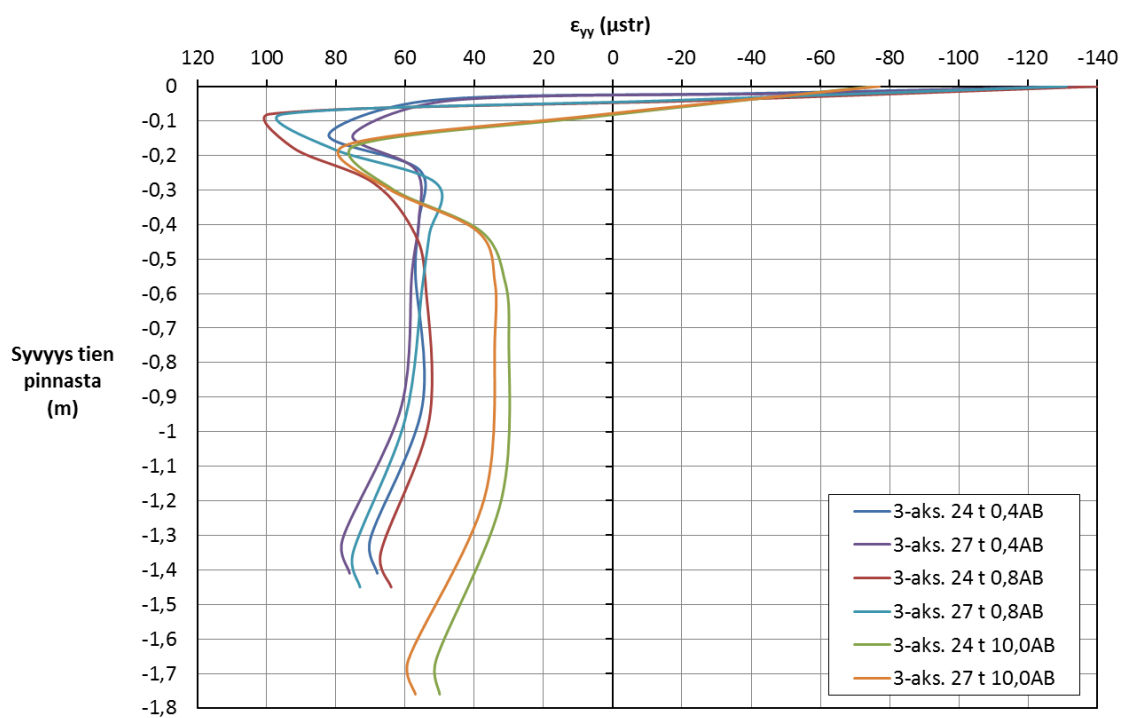
Pystysuuntainen tehokas jännitys σ'_{zz} , 3-aks. 24 t & 27 t



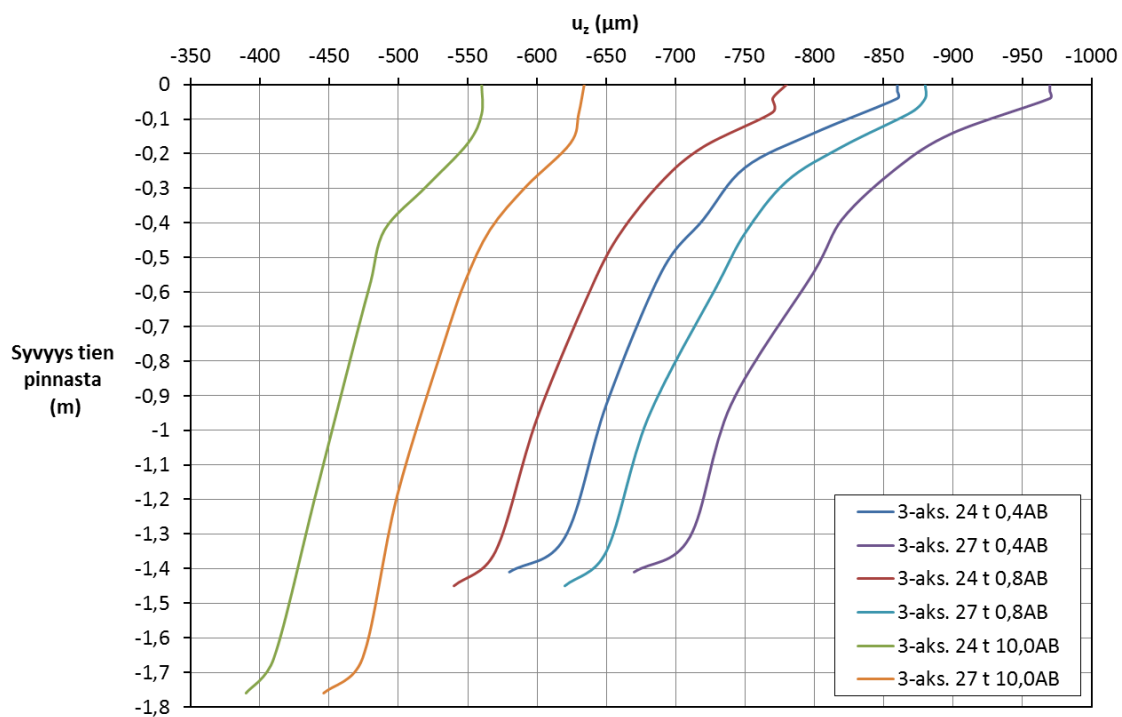
Pystysuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{zz} , 3-aks. 24 t & 27 t



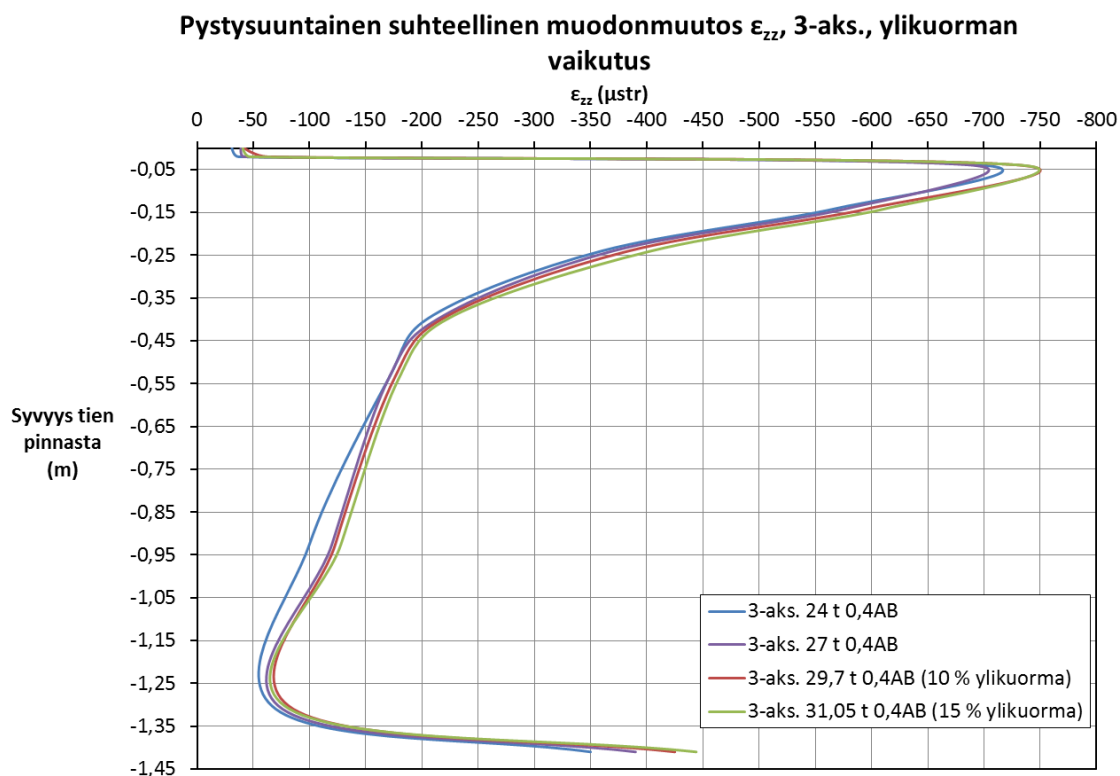
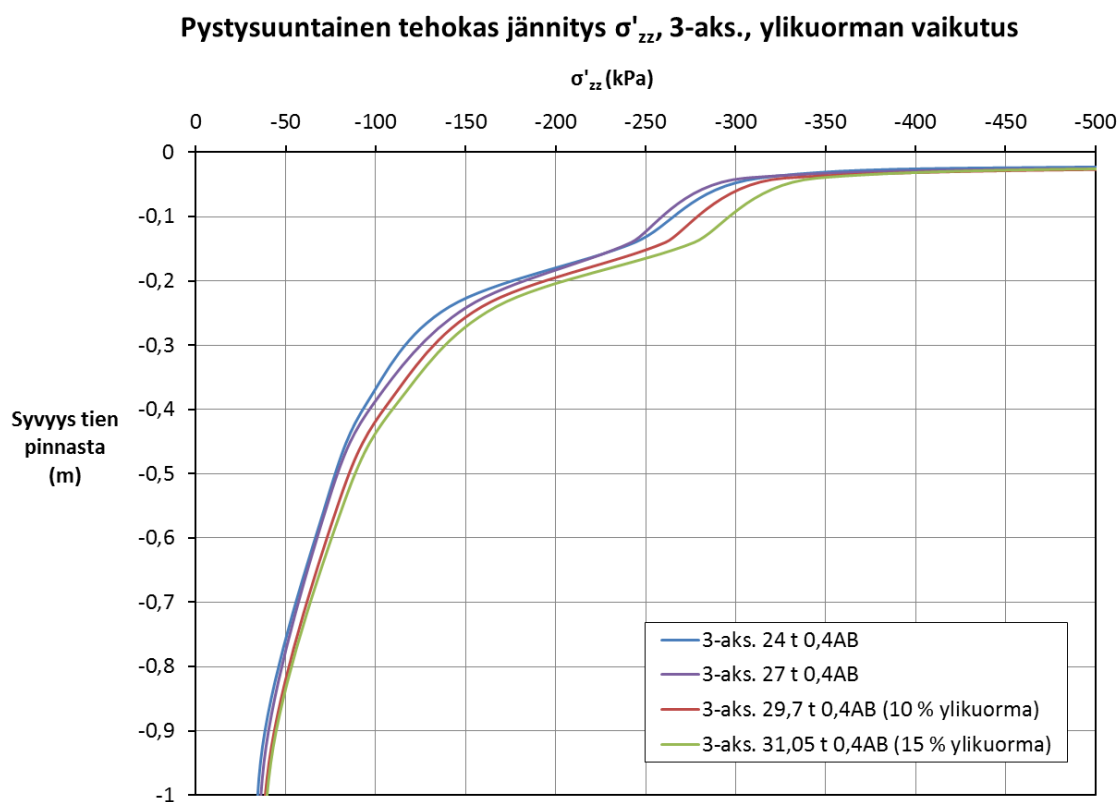
Vaakasuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks. 24 t & 27 t



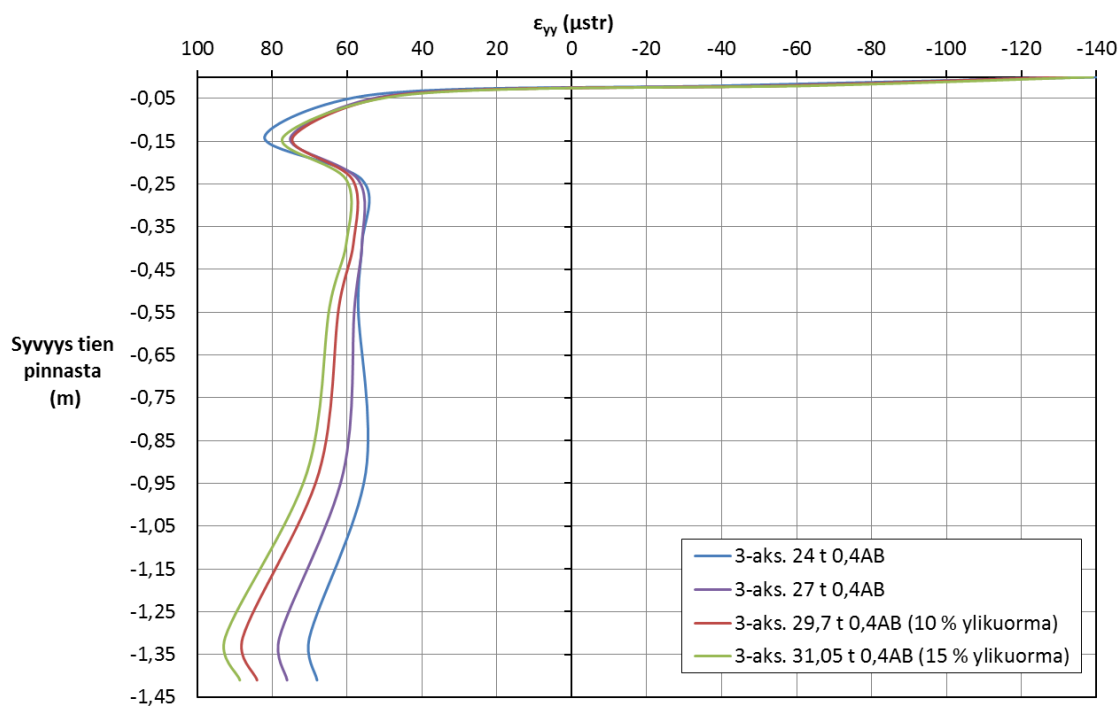
Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks. 24 t & 27 t



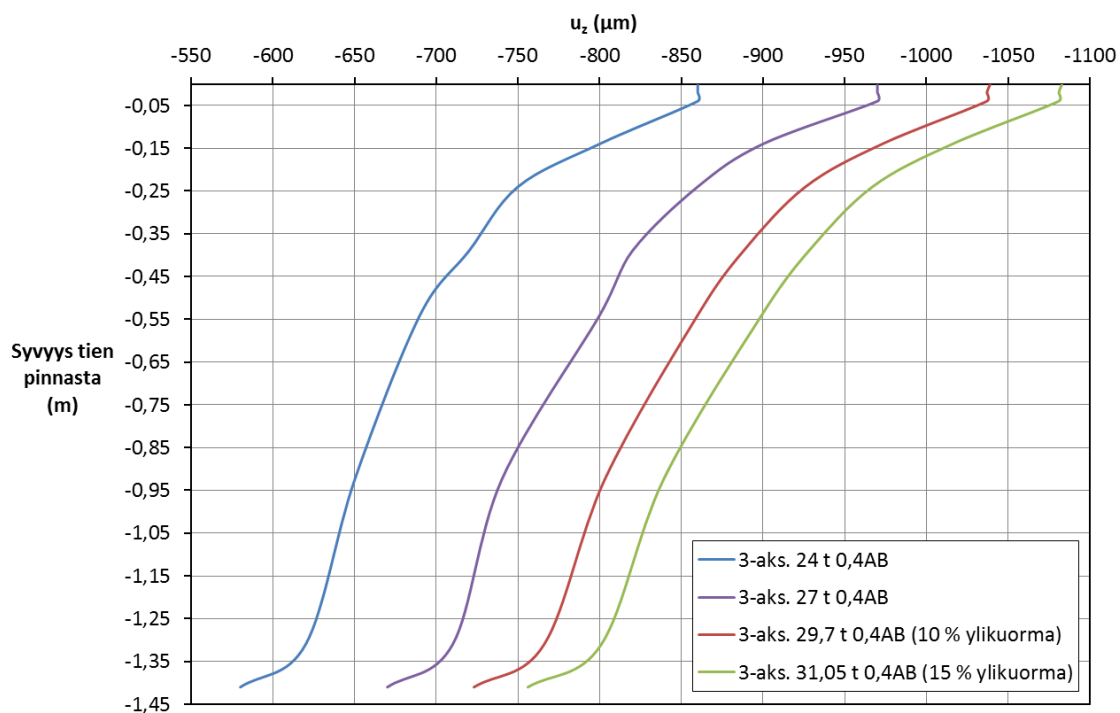
Liite 9. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin ylikuorman vaikutus.



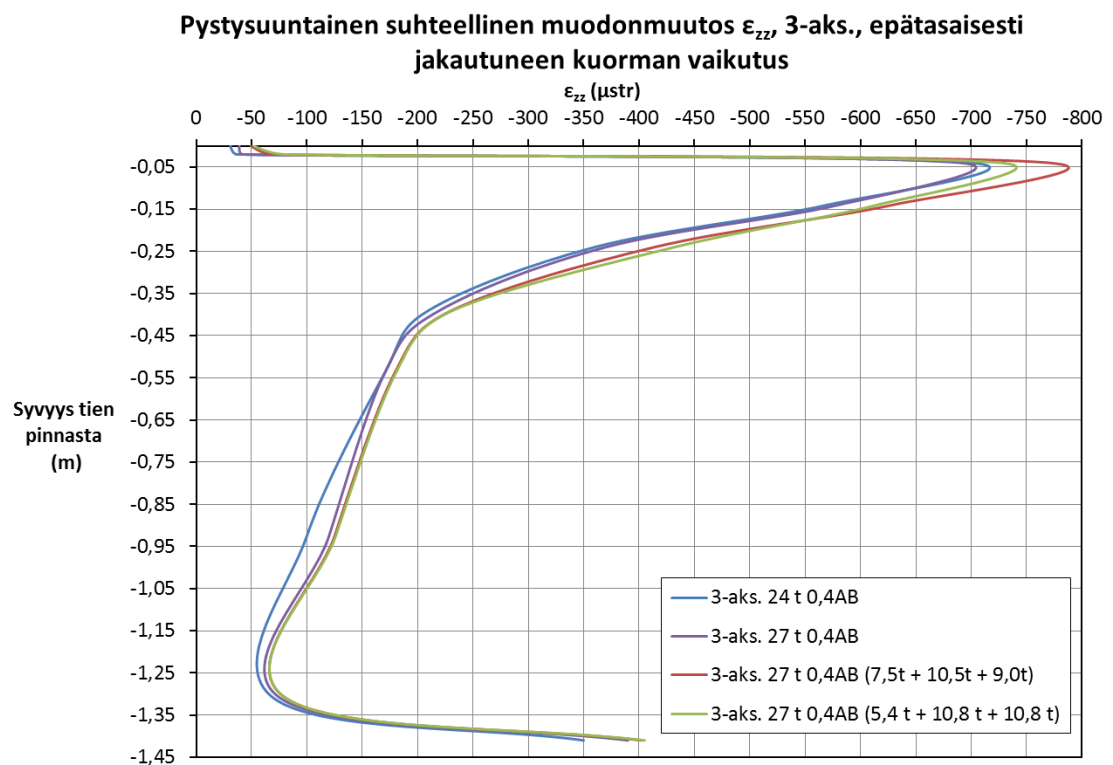
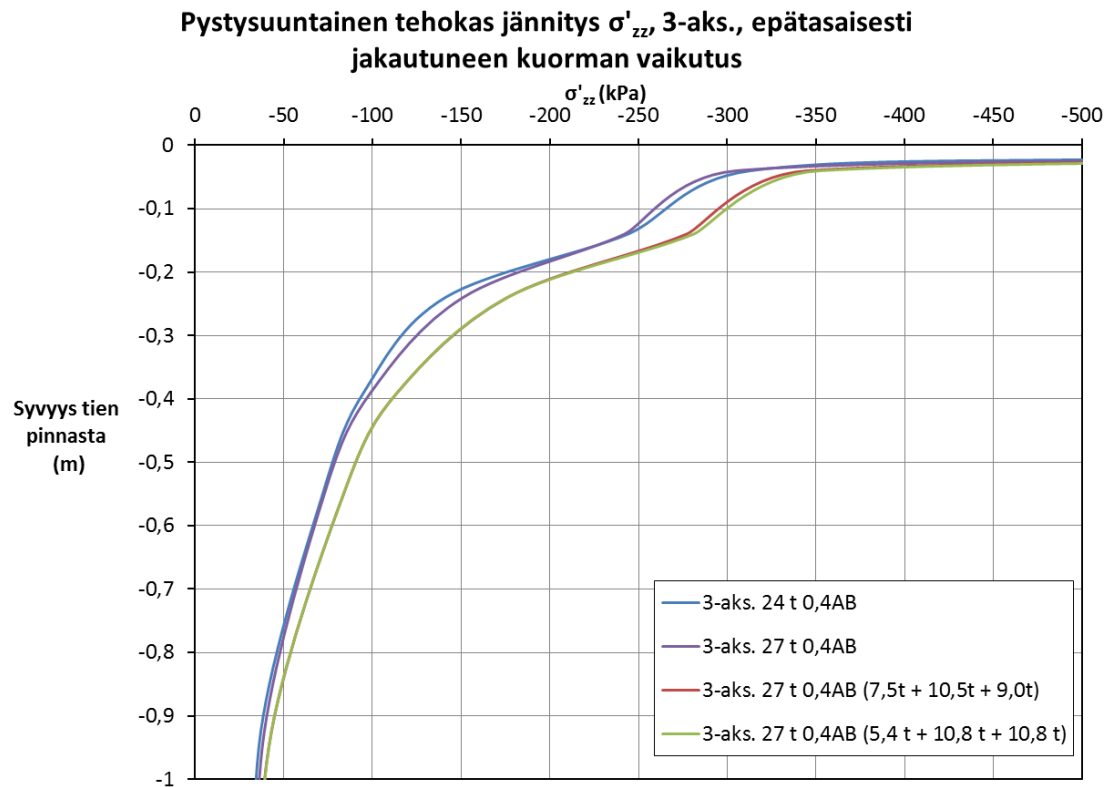
Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., ylikuorman vaikutus



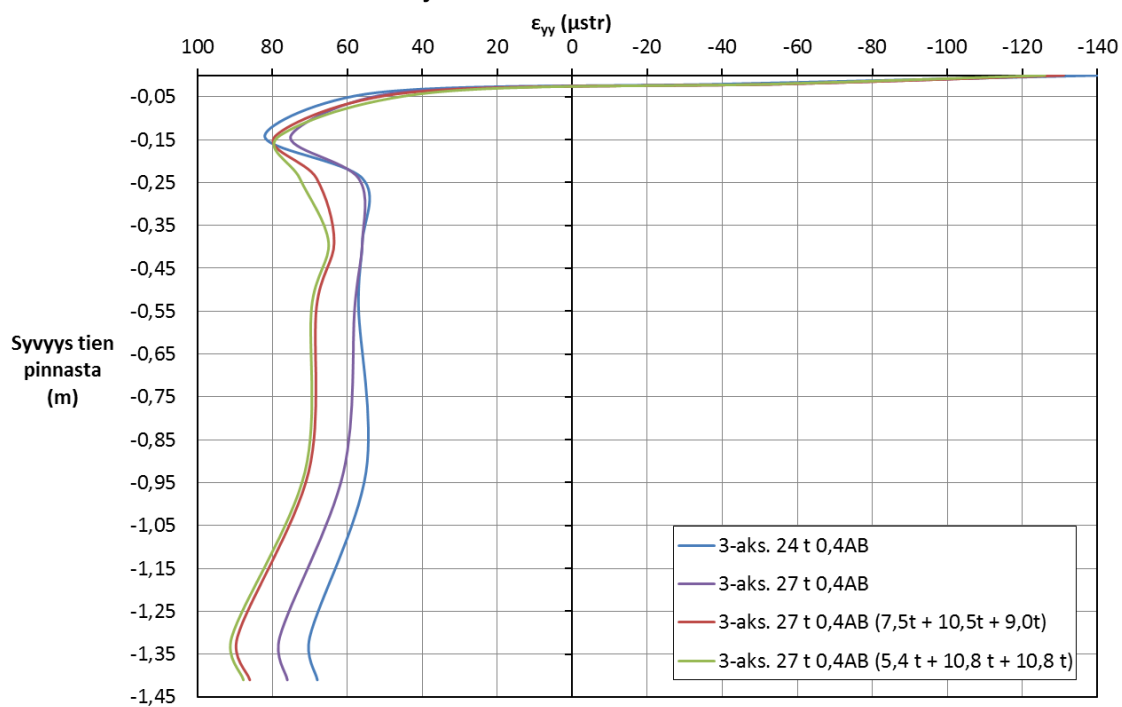
Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., ylikuorman vaikutus



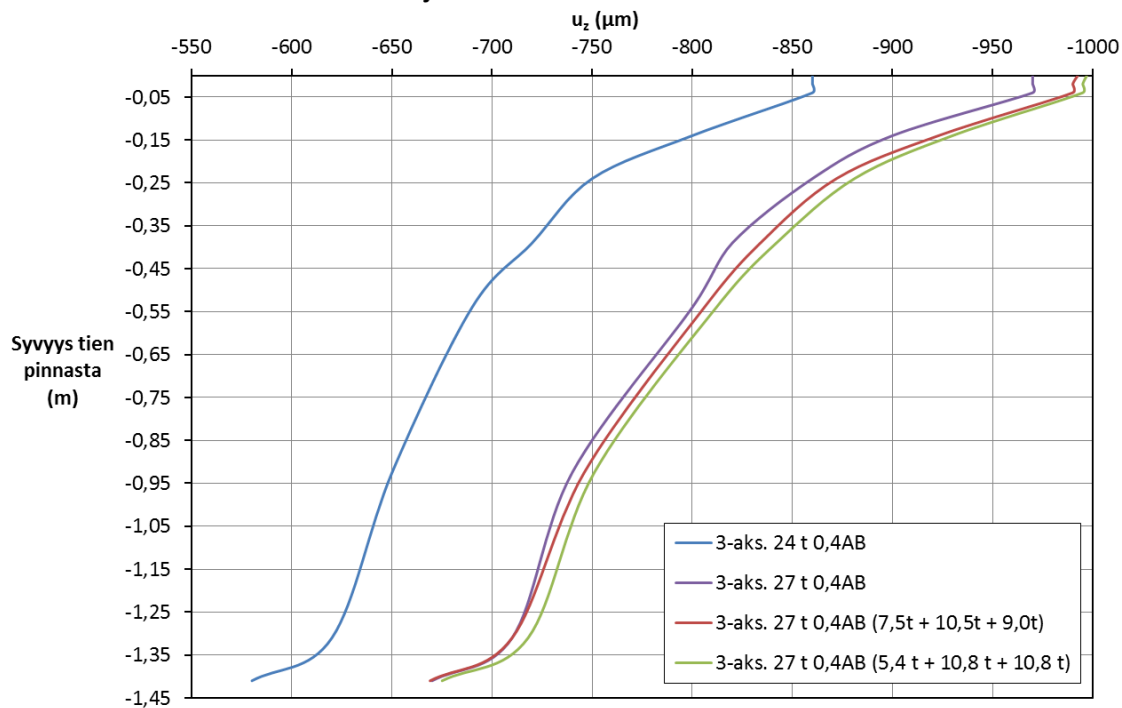
**Liite 10. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat
3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27
tonnin telin epätasaisesti jakautuneen kuorman
vaikutus.**



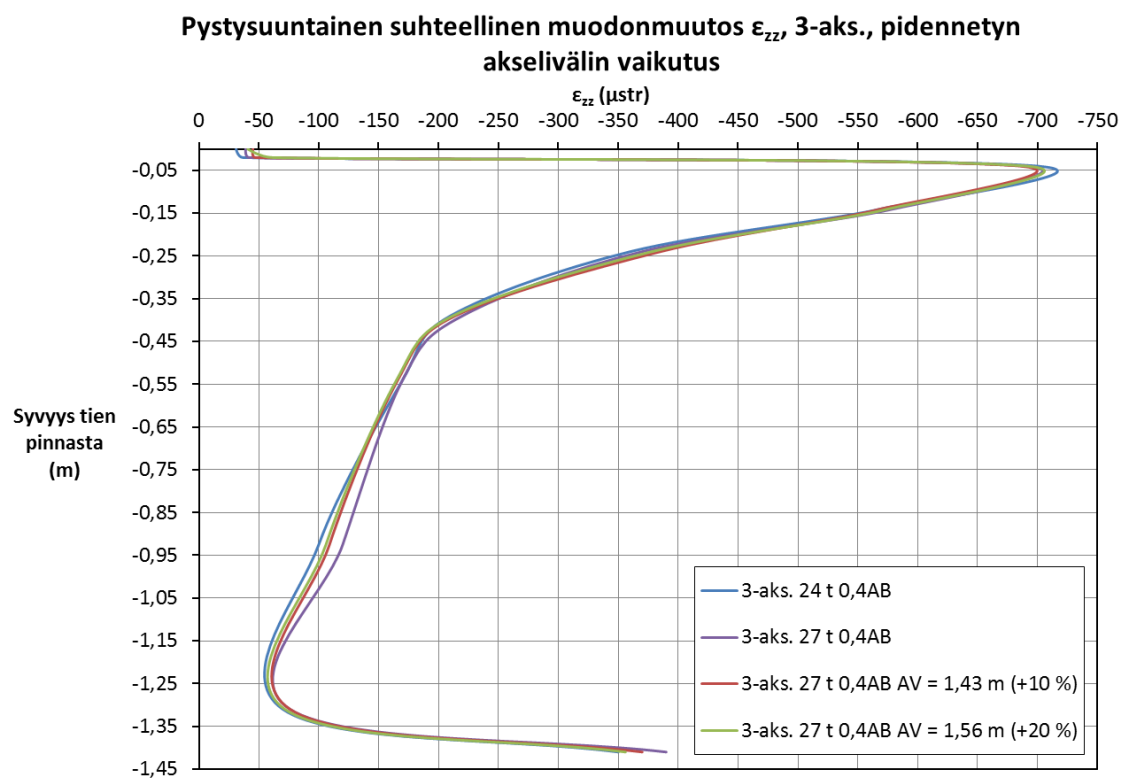
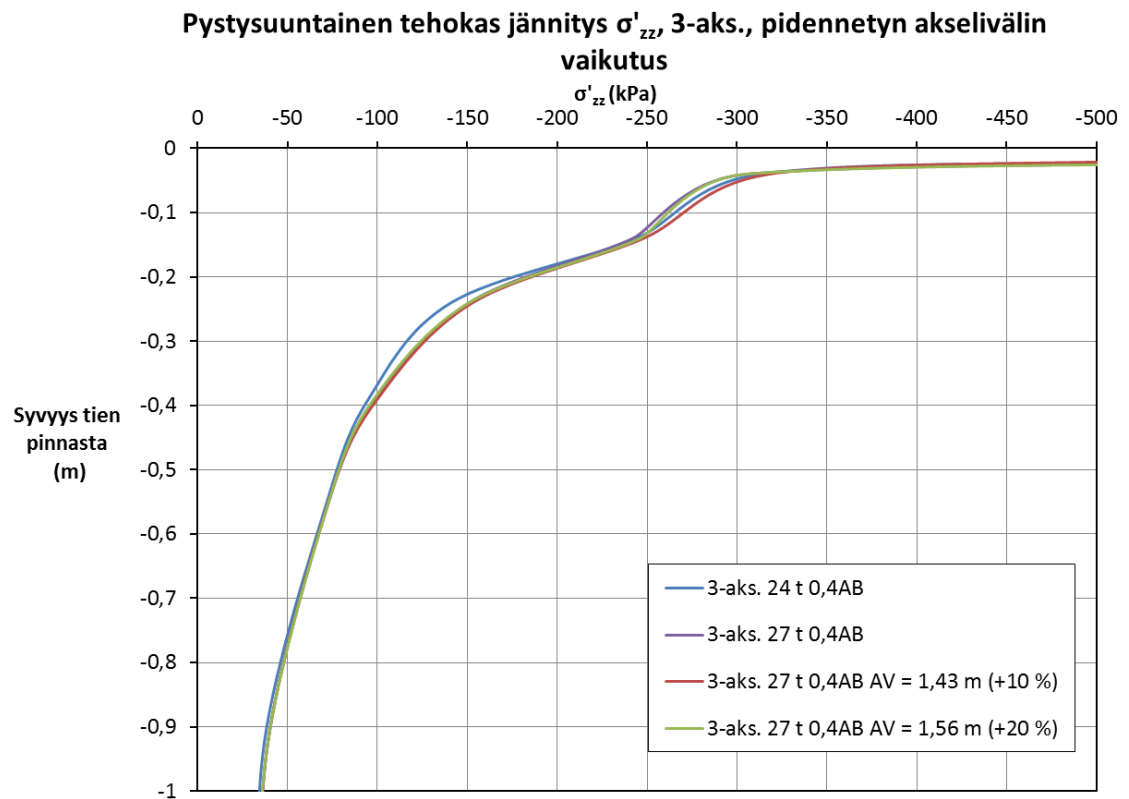
**Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., epätasaisesti
jakautuneen kuorman vaikutus**



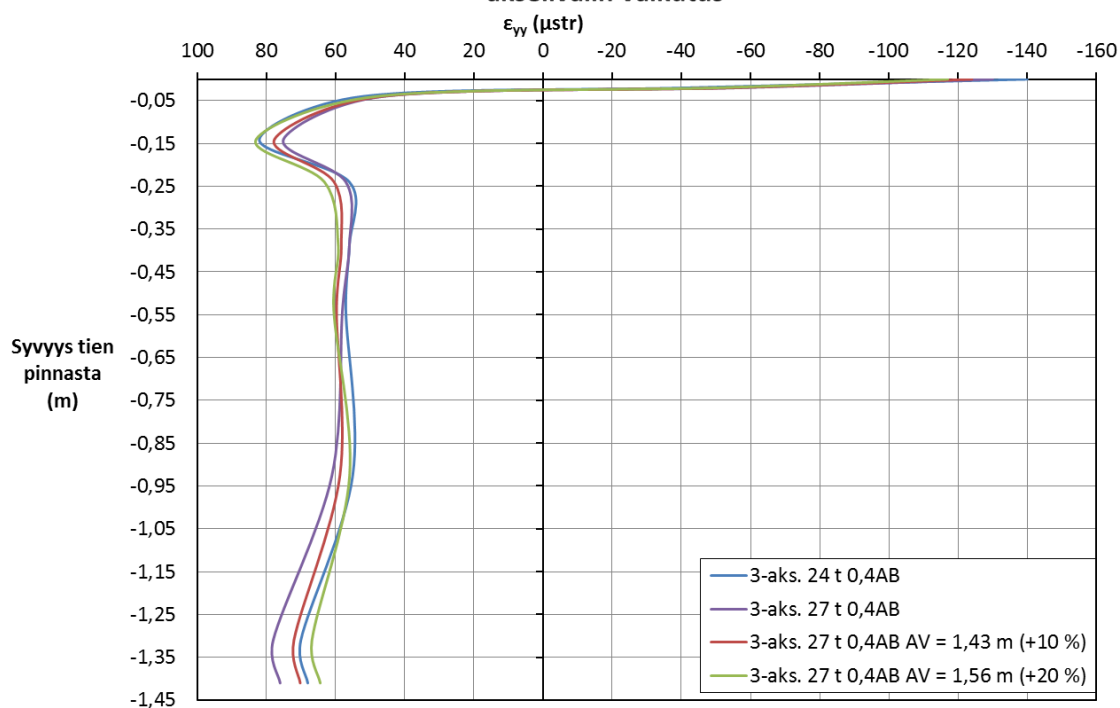
**Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., epätasaisesti
jakautuneen kuorman vaikutus**



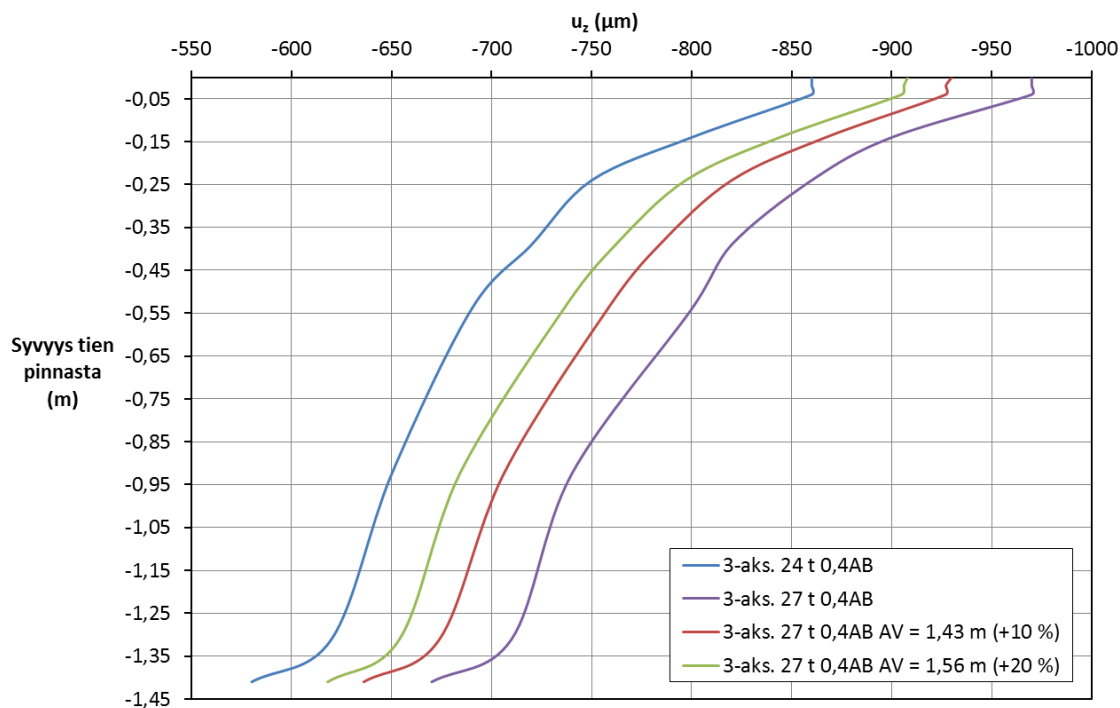
Liite 11. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin pidennetyn akselivälin vaikutus.



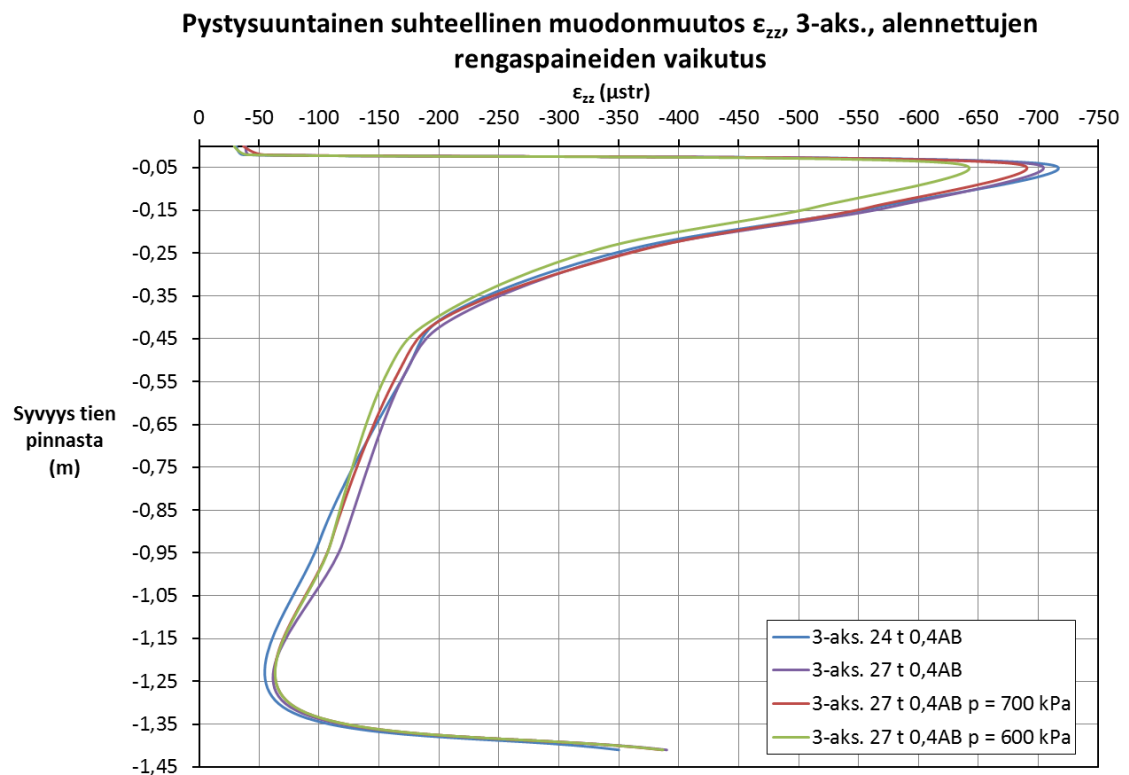
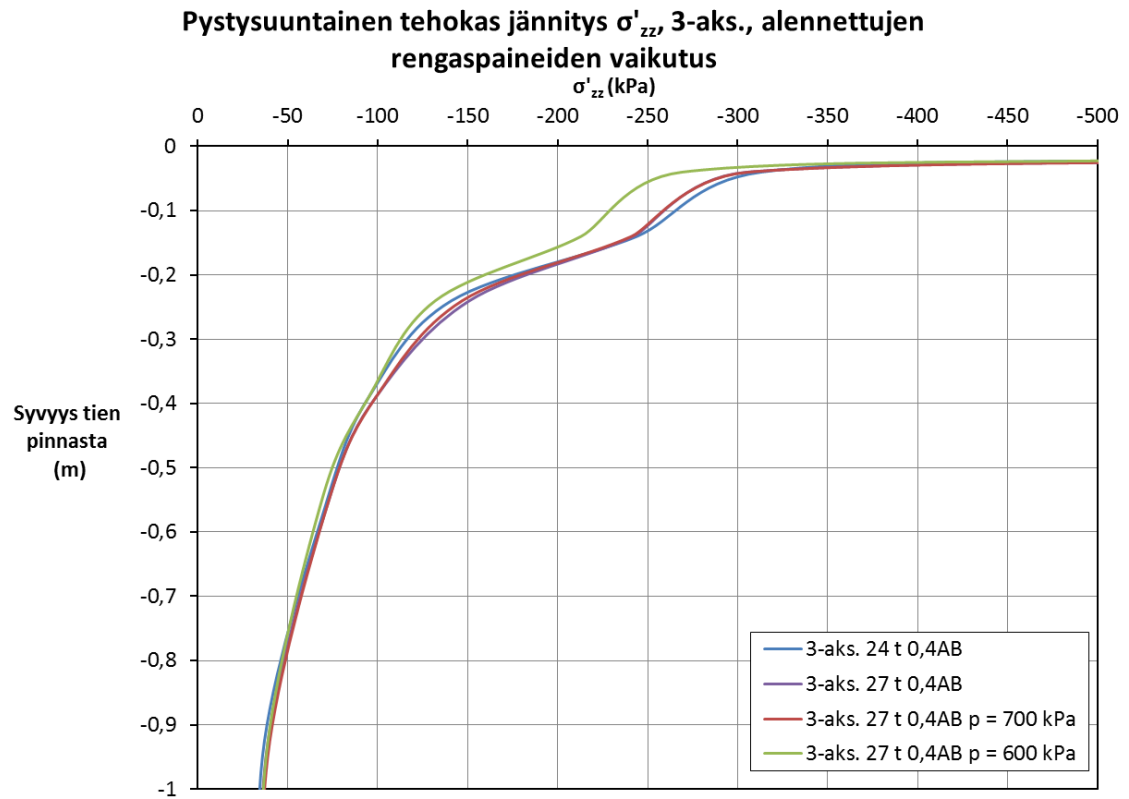
Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., pidennetyn akselivälin vaikutus



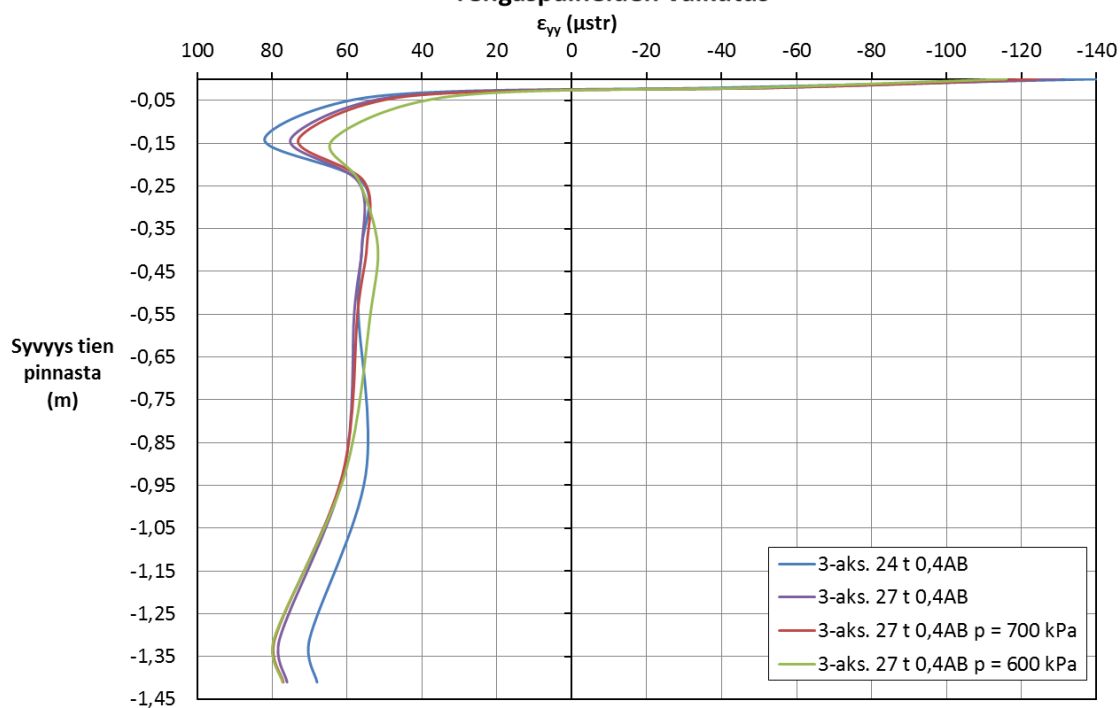
Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., pidennetyn akselivälin vaikutus



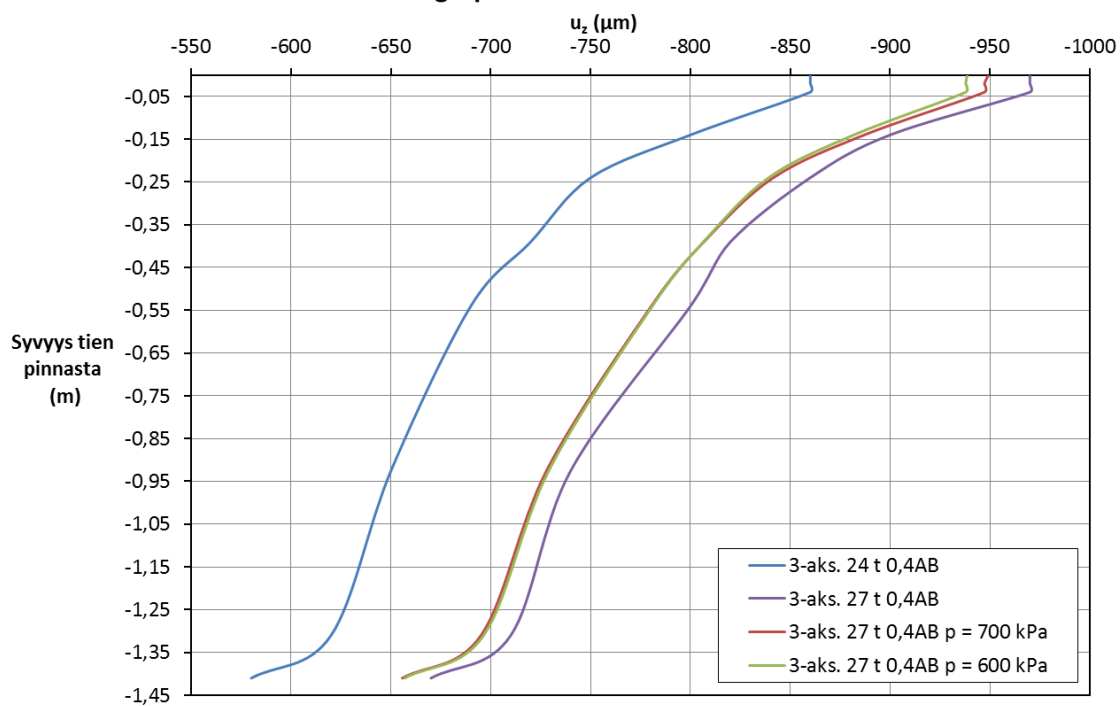
Liite 12. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. 27 tonnin telin alennettujen rengaspaineiden vaikutus.



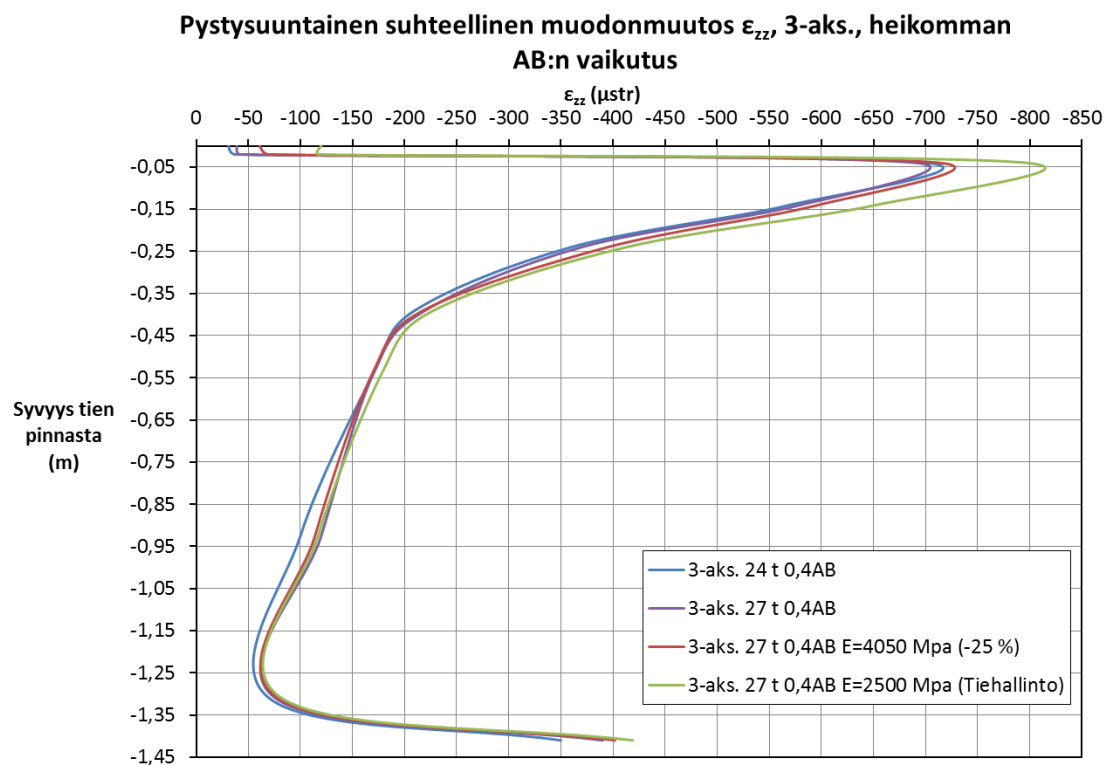
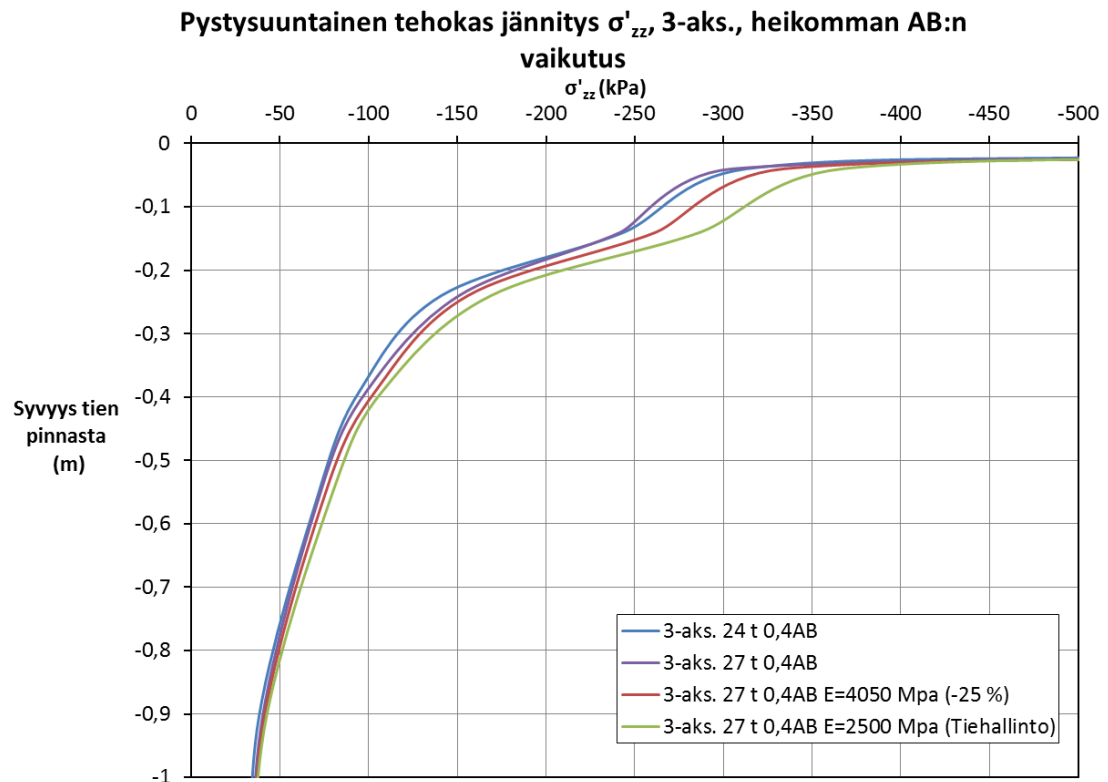
Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., alennettujen rengaspaineiden vaikutus



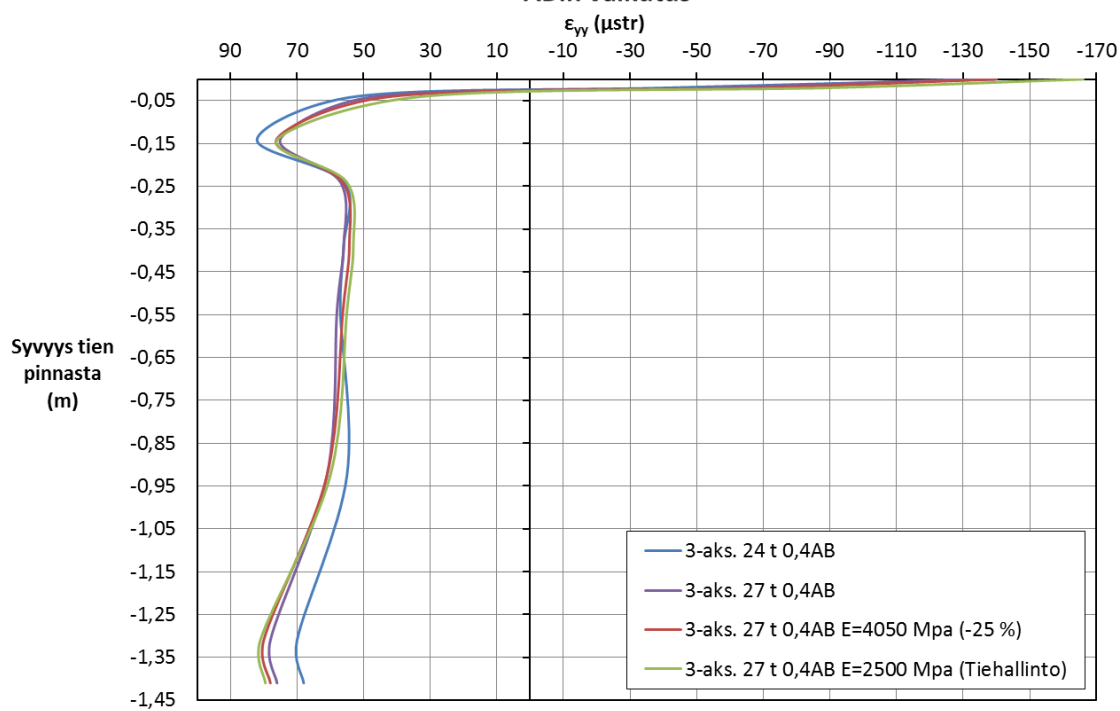
Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., alennettujen rengaspaineiden vaikutus



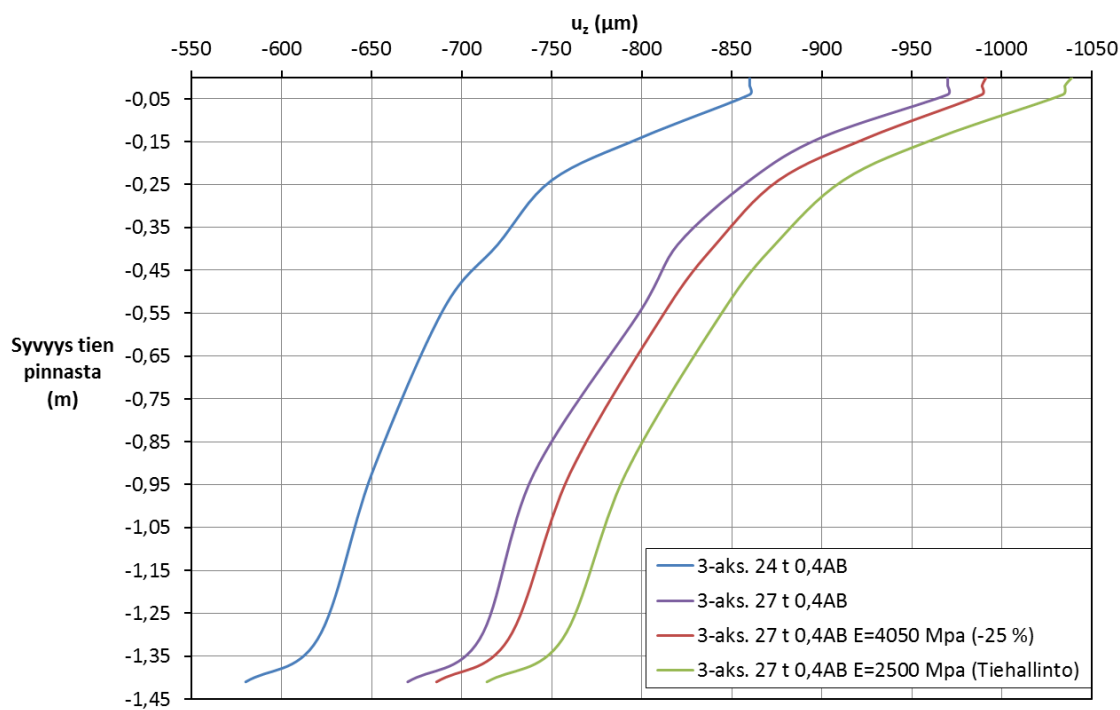
**Liite 13. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat
3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa.
Asfalttibetonin kimmomoduulin vaikutus 27 tonnin telin
tapauksessa.**



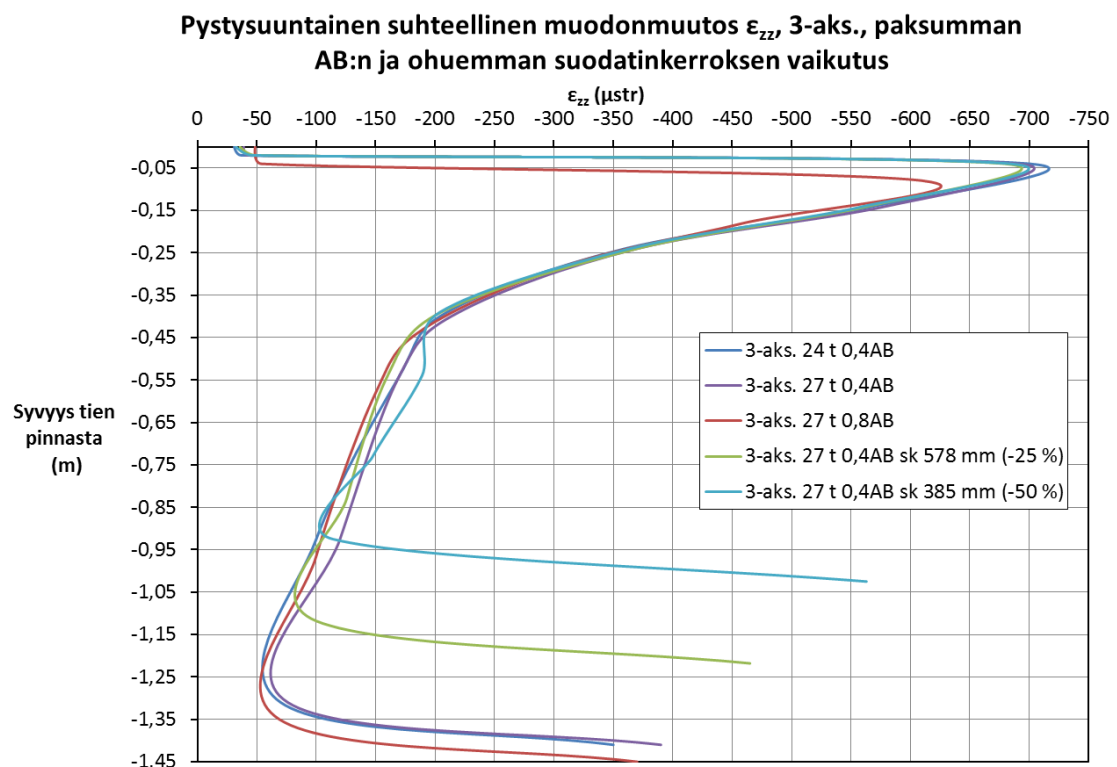
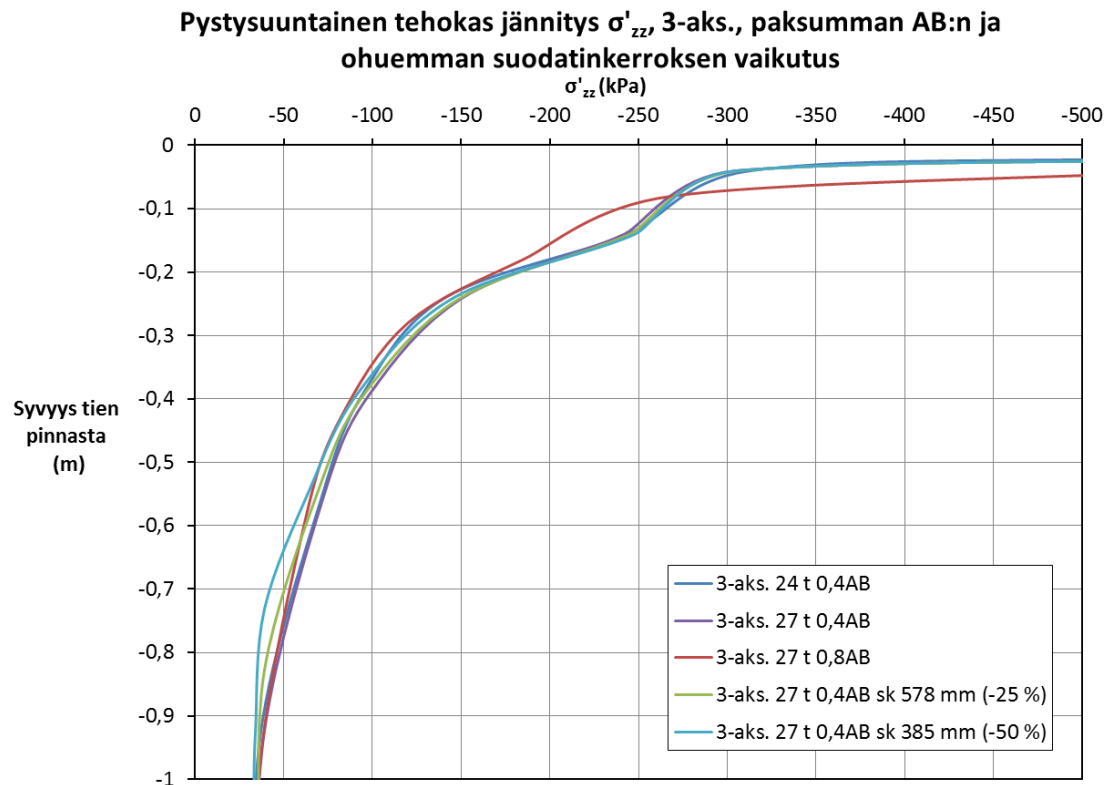
Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., heikomman AB:n vaikutus



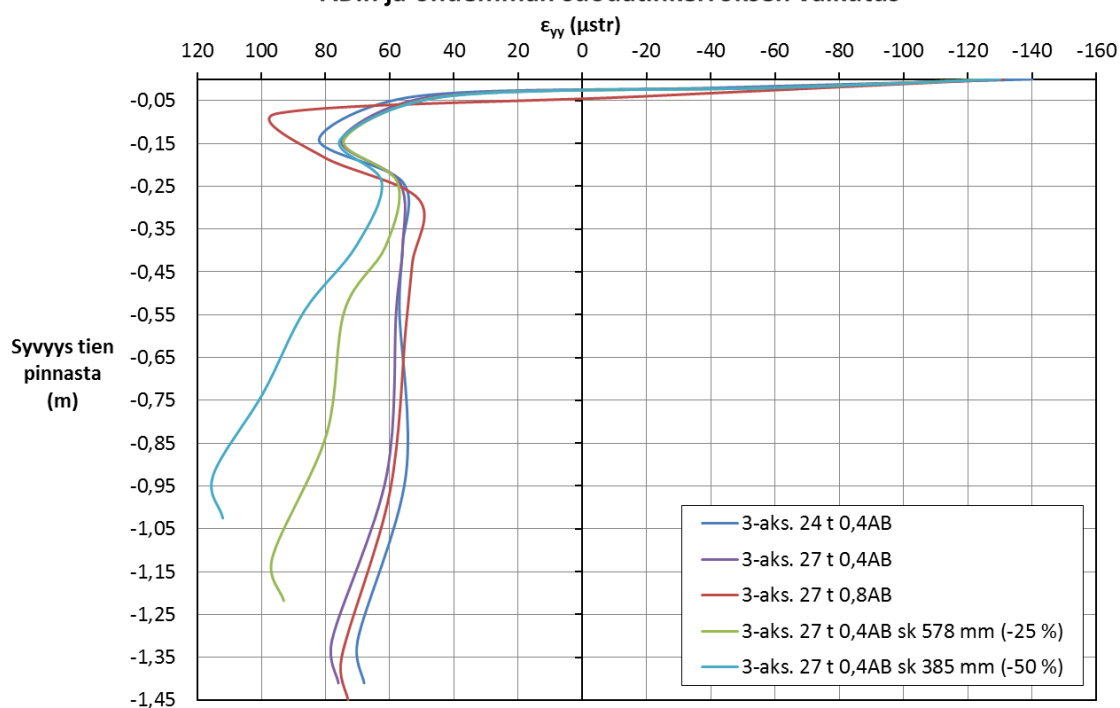
Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., heikomman AB:n vaikutus



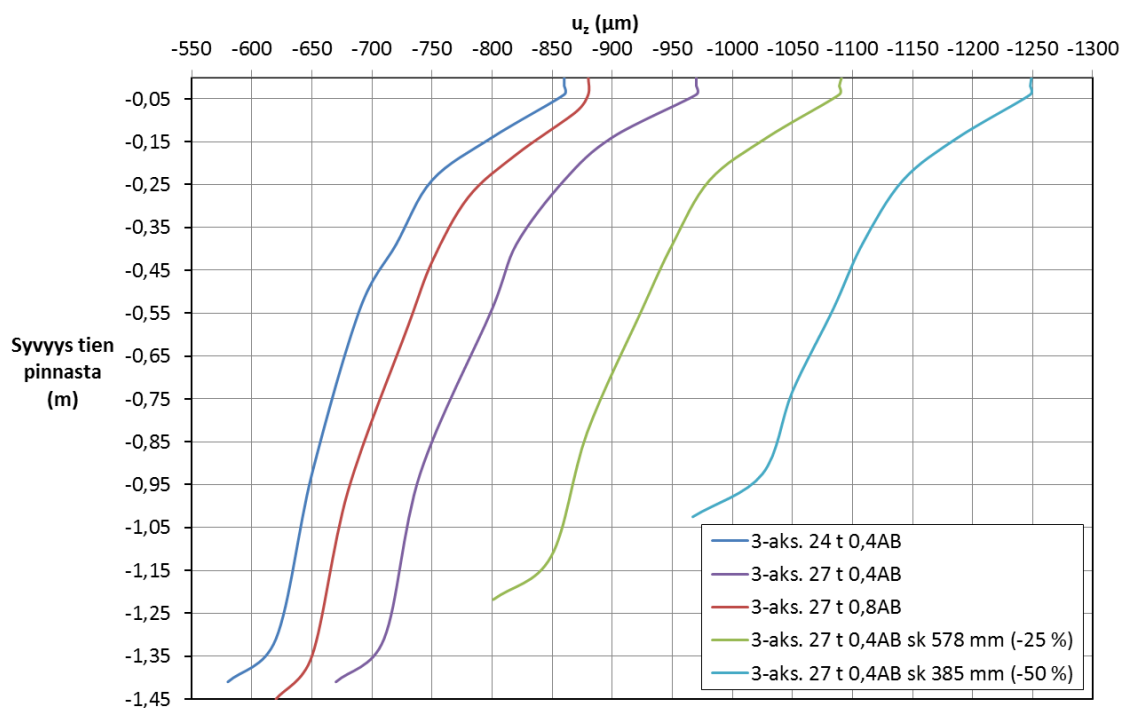
Liite 14. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat 3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa. AB- ja suodatinkerroksen paksuuden vaikutus 27 tonnin telin tapauksessa.



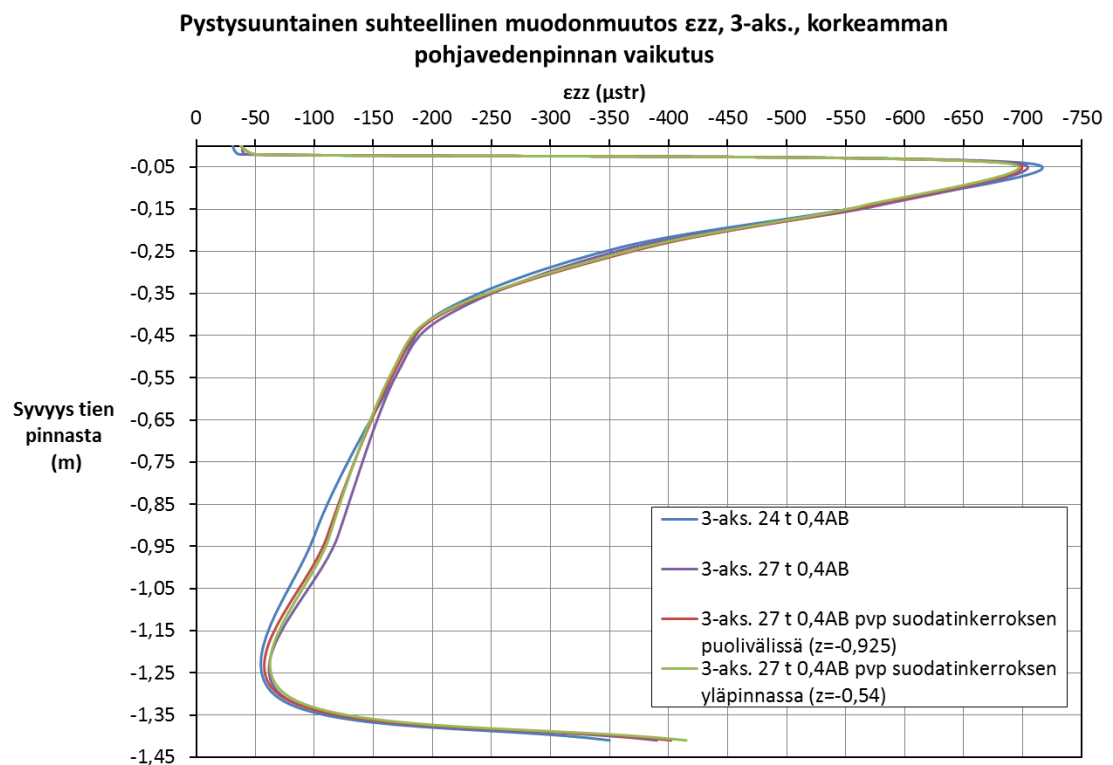
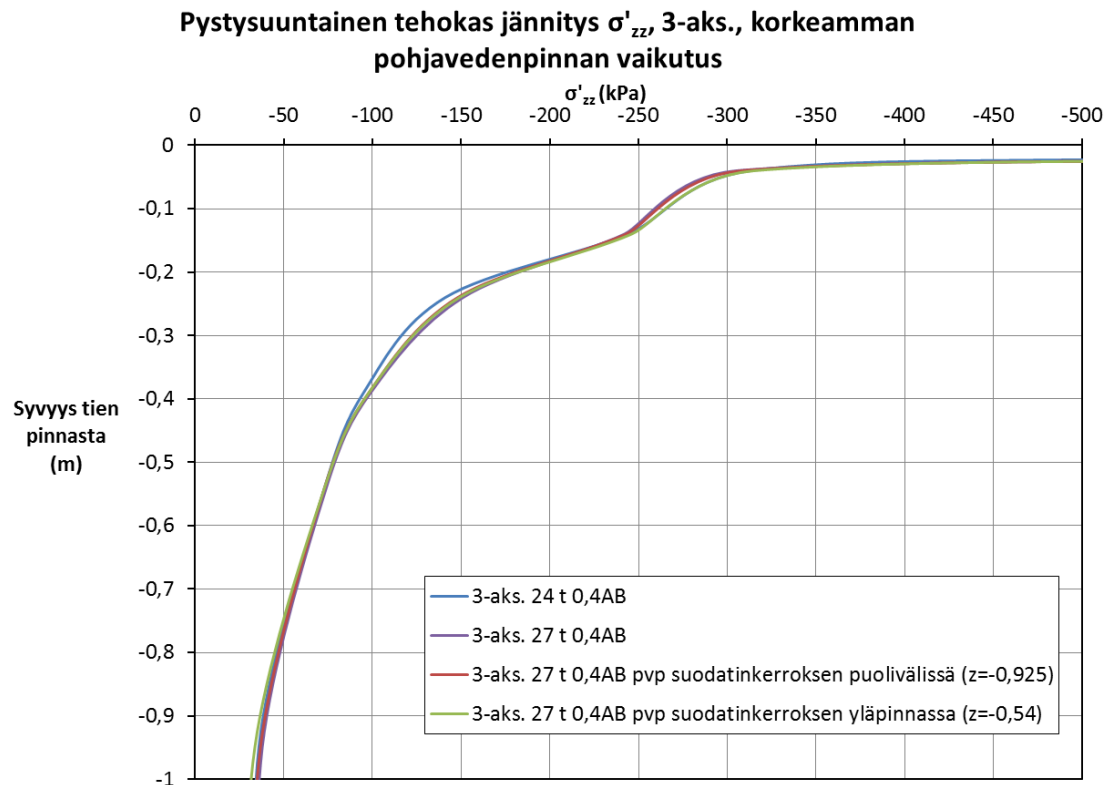
Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., paksumman AB:n ja ohuemman suodatinkerroksen vaikutus



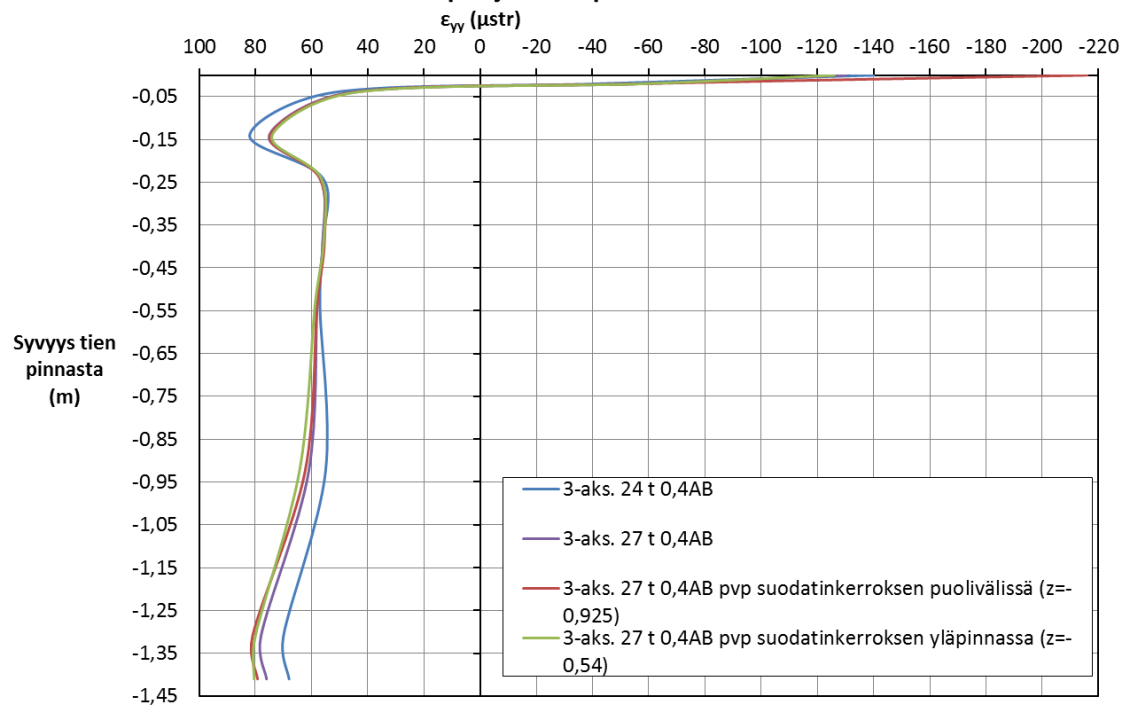
Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., paksumman AB:n ja ohuemman suodatinkerroksen vaikutus



**Liite 15. Jännitys-, muodonmuutos- ja siirtymäkuvaajat
3-akselisista teleistä 0,4AB-rakenteen tapauksessa.
Pohjavedenpinnan korkeuden vaikutus 27 tonnin telin
tapauksessa.**



Vaakasuuntainen suhteellinen muodonmuutos ϵ_{yy} , 3-aks., korkeamman pohjavedenpinnan vaikutus



Pystysuuntainen hetkellinen siirtymä u_z , 3-aks., korkeamman pohjavedenpinnan vaikutus

